



1 Forord

Denne oppgaven er skrevet av Eirik Nordås Johannessen på Institutt for matematiske realfag og teknologi (IMT) ved Norges miljø- og biovitenskapelige universitet (NMBU). Denne masteroppgaven på 30 studiepoeng skal fullføre min mastergrad og lede til tittel som sivilingeniør med spesialisering innenfor byggeteknikk og arkitektur.

Oppgaven dreier seg om å konstruere en bru på forprosjektstadiet basert på et forslag fra Statens Vegvesen, der jeg belyser et alternativ til Vegvesenets mulige løsning. Det vil også bli gjort en grov kostnadsberegning for mitt alternativ.

Motivasjonen for valg av oppgave er ønsket om å lære mer om trebruer på grunn av det faktum at jeg visste lite om dette fra før, og at jeg ville få mer kunnskap om miljøhensyn knyttet til dette.

Jeg vil de som har bidratt til hjelp med denne masteroppgaven, spesielt hovedveileder Christian Sørensen [11] og ekstern veileder Stein Egil Sæter [12].

Til slutt vil jeg få takke de som har støttet meg og gitt meg motivasjon til å jobbe med masteren, og generelt gjennom studietiden på NMBU, det vil si forelesere ved NMBU, medelever, venner og familie.

Ås, mai 2014.

Eirik Nordås Johannessen.

2 Sammendrag

Vegvesenet skal prosjektere en ny kjørebru ved Skøyten i Hemsedal kommune. I den forbindelse har jeg sett på en alternativ bruløsning mer eller mindre utelukkende i tre. Selv om målet mitt ikke var et fullgodt alternativ til en stål- eller betongbru, ville jeg belyse muligheten for å utføre iallfall deler av den nye bruene i tre. Det var da muligheten for å utføre bæresystemet i tre som jeg så på som mest reelt.

Arbeidet med oppgaven har bestått i å sette meg inn i treets egenskaper som konstruksjonsmateriale, se på ulike konstruksjonsmåter for trebruer, bestemme og beskrive et alternativt bæresystem, og beregne bæresystemet og dekket.

Resultatet er en buebru utført som en fagverksbru i limtre etter prinsipp av brukonstruktør Per Tveit, en Tveit-bue. Det vil si at buene bærer brubanen ved hjelp av kryssende hengestenger festet i tverrbærere. Brudekket er et forspent limtredekke. For å tilfredsstille levetiden på 100 år satt av Veidirektoratet, er bruene kreosotimpregnert og beskyttet med kobberdekking på utsatte steder. Dette bidrar til å oppnå ønsket levetid ved at fukt holdes ute på en best mulig måte.

En trebru gir et gunstig CO₂-regnskap sammenlignet med for eksempel betongbruer, og de estetiske kvalitetene er i de fleste tilfeller større. Derfor var det for min del ønskelig å se på et alternativ til en betong- eller stålbru. At spennet ble 85 meter langt skyldes de lokale forholdene. Det hadde nok vært billigere å dele opp spennet, men det ville medført større konsekvenser for miljøet på stedet.

Det er flere personer som prosjekterer bruer i Norge som ikke er klar over hvor holdbare trebruer kan være dersom de blir riktig konstruert. Tre blir angrepet av råtesopp dersom betingelsene er tilstede for det, men ved kjemisk og konstruktiv beskyttelse kan både vedlikeholdsbetingelsene og holdbarheten komme opp på nivå med betong- og stålbruer. Riktignok vil det i konstruksjoner som Tveit-buen være mer gunstig med en samvirkebru. Et betongdekke vil betydelig bedre skjeveraser fra trafikk på grunn av sin mye større egenvekt, og dermed minske de dynamiske påvirkningene på konstruksjonen.

Summary

The Norwegian Public Roads Administration (NPRA) is designing and planning a new highway bridge in Hemsedal County. With regards to this I have looked at an alternative solution, which is more or less purely constructed out of wood. Even though my goal was not an altogether complete alternative to a steel or concrete bridge, I wanted to investigate the possibility of designing at least parts of this new bridge out of wood. It is mainly the possibility to construct the load-carrying system out of wood I wanted to explore, as this was the most realistic option in my point of view.

The subjects that I have worked with in this assignment was wood as a construction material, different methods of constructing wooden bridges, decide and depict an alternative carrying system and design this load-carrying system and the slab.

The result is an arch bridge represented as a truss bridge consisting of glue laminated timber. This is according to a principle developed by the Norwegian engineer Per Tveit, a "Tveit arch". The arches carry the bridge deck by means of intersecting hangers attached to transverse beams. The bridge deck consists of a prestressed glue laminated timber slab. In order to satisfy the required lifetime of 100 years, determined by NPRA, the bridge is creosote impregnated and protected by a copper coating in critical and exposed areas. This helps to achieve the desired lifetime, as moisture is kept out in the best possible way.

A wooden bridge provides a favorable CO₂ balance compared to for instance concrete bridges, and when it comes to aesthetic qualities, wooden bridges are, in most cases, visually more pleasing. Therefore, it was desirable to look at this as an alternative to a concrete or steel bridge. The large span of 85 meters resulted from local circumstances. It would probably be less expensive to divide the span into smaller parts. This would, however, include additional undesirable environmental impacts.

There are several people who design and plan bridges in Norway, who are not aware of how durable wooden bridges can be if they are properly designed and constructed. Timber is affected by decay if the conditions are unfavorable. By applying chemical protection and protective design considerations, maintenance requirements are reduced and durability rises to the level of

concrete and steel bridges. However, in bridges like the «Tveit arch», it would be more beneficial with a structure consisting of multiple materials. A concrete slab will significantly improve the dynamic impacts on the structure from traffic, due to concrete slabs' greater mass.



Figur 2.1 – Skisse av ny Skøyten bru i limtre.

Innholdsfortegnelse

1. Forord	1
2. Sammendrag	2
3. Generell informasjon om trebruer	7
3.1 Bruens utforming	7
3.2 Brutyper	8
3.3 Levetid for trebruer	11
3.3.1 Bestandighet	13
3.4 Avfallsutfordringer	18
3.5 Forbindelsesmidler	19
3.6 Tverrbærere	25
3.7 Rekkverk	26
4. Bakgrunn og hensikt	28
4.1 Forutsetninger	28
4.2 Laster	29
5. Beregninger	32
5.1 Dekke	32
5.2 Tverrbærere	40
5.3 Nedbøying	43
5.4 Rekkverk	47
5.5 Bæresystem	48
5.6 Knutepunkter	50
5.7 Stabilisering	57
6. Modell	59
6.1 Om buemodell	60
6.2 Bæresystemmodell	60
6.3 Stabiliseringsmodell	62
7. Resultater	63
8. Prisoverslag	67
9. Diskusjon	67

10. Konklusjon	70
11. Referanseliste	72
Vedlegg A.....	75

3 Generell informasjon om trebruer

3.1 Bruers utforming [2]

Når man snakker om trebru kontra betong- eller stålbru, er det hovedbæresystemet man ser for seg konstruert i tre. Fundamentet og understøttelse bygges oftest i naturstein, betong, stål eller en kombinasjon av disse. Det som karakteriserer en brus hovedbæresystem er som oftest spennvidden, altså hvor langt konstruksjonen spenner uten understøttelse. De aspekter som man bør ta hensyn til ved valg av brutype er:

- Spennvidde
- Terrenghorhold
- Veiens linjeføring
- Grunnforhold
- Klimaforhold
- Trafikkklaster og trafikkmengde
- Estetiske krav/egenskaper
- Miljøpåvirkning
- Byggehøyde og frihøyde
- Produksjonsbetingelser
- Montasje og byggetid
- Vedlikeholdskostnader
- Økonomi

Når det gjelder det nest siste punktet vedlikeholdskostnader, står det i Håndbok 185 at: *en veibru i tre som er kreosotimpregnert og konstruktivt riktig utført, må man anta vil ha en vedlikeholdskostnad som er lavere enn for en tilsvarende vegbru i stål.* Dette begrunnes med at tre vil ha en fordel der salter og korrosjon er et problem for stål og betong. Man må likevel ta hensyn til at en trebru kan bestå av en ikke-ubetydelig andel stål som krever tilstrekkelig beskyttelse.

Begrensning av dimensjoner

For de deler som skal benyttes i trebrukonstruksjon vil det i hovedsak være produksjon, impregnering og transport som setter begrensninger på dimensjonene. I montasjefasen vil

størrelser og tyngde i praksis være et spørsmål om løftemetode og kapasitet på for eksempel kraner. Det vil som regel være gunstig med så store komponenter som mulig for å få ned leietiden på kraner.

Ved konstruering av limtrebuer som skal kreosotimpregneres settes begrensninger for hvor store tverrsnittene kan være ut ifra kreosottankens størrelse. I trebruhåndboken kommer det frem at begrensningene er som følger for aktuelle bjelker i denne oppgaven:

- Maks 30 meter lengde for rette bjelker
- Maks 20 meter lengde for krumme bjelker
- Maks høyde og bredde for krumme bjelker må ha et tverrsnitt som passer inn i en sirkel med diameter 2,2 meter. Her må også pilhøyden tas med i betraktning.

3.2 Brutyper [2]

Bruen består normalt av en brubane som trafikken går på, og en bærekonstruksjon. Det er flere måter å konstruere en bru på, men med et slikt spenn og topografi der Skøyten bru skal ligge er det noen favoriserte brutyper. Både bjelkebruer og platebruer egnes best til vesentlig lavere spennvidde enn 85 meter.

Både fagverksbruer, buebruer og hengebruer har potensiale for å kunne spenne over det aktuelle stedet, et spenn rundt 85 meter.

Buebru

Bæresystemene til bruer kan ligge over, over og under, eller under brubanen. En vesentlig fordel med å få deler eller hele bærekonstruksjonen av tre under brubanen, er at den da ved riktig utførelse beskyttes mot regn uten ekstra beslag eller lignende. Det gjelder hvis bæresystemet ligger med en vinkel på mer enn 30 grader under brubanen.

Skal man bygge buebruer som kreosotimpregneres vil størrelsen på impregneringskjelene avgjøre buestørrelsen. Dette fordi at å konstruere massive limtrebuer med momentstive skjøter blir både komplisert og dyrt, samtidig som bestandighet og fuktinntrengning kan bli en utfordring. Dermed kan det fort bli lite hensiktsmessig å konstruere buebruer av massive limtrevvernsnitt for spennvidder over 30 meter. Buene må i så fall vurderes å impregneres med

andre stoffer, eller beskyttes på annen måte mot fuktighet.

En mulighet for å oppnå store spennvidder med bruk av buer er å konstruere fagverksbuer. Bruer med fagverksbuer er fortsatt å regne som buebruer. Sideveis vil buene kunne støtte seg opp mot hverandre, men i planet kreves det høy bøyestivhet. Dette behovet kan reduseres noe med skrå, kryssende hengestenger, en *Tveit-bue*. Imidlertid vil en slik utførelse kreve et dekke med relativt høy egenvekt i forhold til trafikklasten. Et tredekke blir fort for lett og for utsatt for dynamiske påvirkninger og skjevlaste. En mulighet er selvfølgelig å kombinere bæresystem i tre med et betongdekke. Disse fagverksbuene kan ofte oppfattes som estetisk gunstige.

Fagverksbruer

Et fagverk gjør at de enkelte delene kan konstrueres med lavere tverrsnitt enn for massive bjelkekonstruksjoner, og bæresystemet blir mer materialøkonomisk fordi stavene utnyttes på rent trykk eller strekk.

De nyere forbindelsesmåtene, som innslissede plater og dybler i stål, gjør det mulig å overføre langt større laster enn tidligere. Dette begrunnes med at forbindelsene deformeres mindre, og kreftene følger dermed systemlinjen bedre. De er dessuten også bedre med hensyn til bestandighet siden fuktighet ikke kan bli stående, som de kan ved store utvendige lasker av stål. For fagverk i tre er det gjerne knutepunktene som man sier koster. Derfor bruker man lange staver for å få ned antall knutepunkt. Knekning er et mindre problem for trestaver enn stålstaver siden tverrsnittet er såpass mye større. De stavene som kun får strekk, kan man vurdere å utføre i stål.

Når det gjelder henge- eller skråstagbruer i tre, er det liten erfaring med moderne løsninger. Slike bruer kan ofte være ømfintlige for svingninger. Det er blitt bygd noen hengebruer i Norge med brudekke av tre, men da til gang-/sykkeltrafikk eller lettere kjøretøy. Brutårnene har vært utført i stål eller tre.

Litt om dekker

Dekker er sekundære bæresystemer med relativt liten spennvidde. Normalt spenner de på langs mellom tverrbærere, på tvers mellom langbærere, eller i enkelte tilfeller som toveisplater mellom både tverrbærere og langbærere. Konstruksjon av dekke kan gjøres på flere måter. De mest velutprøvde konstruksjonsmåtene så langt er:

1. Strøved og plankedekke, et tradisjonelt dekke. Strøveden spenner som regel mellom langbærere, er grov og består av tettstående plank. Plankedekket går enten på langs eller diagonalt, i enten ett eller to kryssende lag. Disse plankene bør skrues og ikke spikres sammen.
2. Plankedekker av liggende plank nærme hverandre og gjerne i flere kryssende lag, direkte mellom langbærere.
3. Liggende limtrebjelker lagt tett sammen. Disse spenner enten på langs eller tvers, og kan konstrueres med skjærkraftfordybling.
4. Spikerlaminerte dekker, bestående av sammenspikrede stående plank.
5. Spennlaminert dekke. Langsgående stående plank eller limtrebjelker som er klemt sammen med spennstag.
6. Spennlaminert bjelkedekke. Langsgående stående plank eller smale limtrebjelker som er klemt sammen med høyere limtrebjelker. Disse spenner vinkelrett på fibrene mellom bjelkene.
7. Komposittdykker av tre og betong, da gjerne betongdekker som virker sammen med limtrebjelker.

De dekketyperne beskrevet som 1 og 2 egner seg i praksis kun til gang- og sykkelbruer på grunn av dårlig kapasitet til å ta opp store konsentrerte hjullaster. Plankedekker egner seg ikke som underlag for asfalt, selv med relativt grove dimensjoner.

Dekketype 3 er ikke forsøkt konstruert som brudekke i Norge, men i Finland er det blitt oppført med gode resultater.

Spikerdekker som beskrevet i punkt nummer 4 frarådes. Dette fordi en ikke kan regne med at forbindelsene holder seg tilstrekkelig stive over tid. Det er dessuten komplisert å skulle utbedre slike dekker.

Det er spennlaminerte dekker og komposittdykker som blir anbefalte konstruksjonsmåter for veibruer, dekketype 5-7.

Erfaringene vi har i Norge med spennlaminerte dekker er ikke så stor, men den har så langt vært god. I USA har det siden 1988 blitt bygget flere hundre slike veidekker. Det er blitt utført betydelige etterkontroller av mange av disse bruene. Disse kontrollene viste at dekkene virket tilfredsstillende, men ga også grunnlag for visse anbefalinger, og som er en del av grunnlaget for anbefalinger i Norge også.

Et viktig spørsmål er hvor mye kryptap man må regne med, altså tap av forspenning. Dette er etter amerikanske anbefalinger på hele 60 %, men mye tyder på at man under norske forhold ikke trenger å være fullt så konservative. Vi regner likevel foreløpig med dette. Til nå er to bruer i Norge påsatt instrumenter som skal måle og dokumentere dette. I fiberretningen er det også utvidelse i forbindelse fuktforandringer og temperaturer, men selv for lange trebruer er ikke disse spenningene noe stort problem. Utvidelsen er liten, og lett tas opp i landkar. Det er vist ved observasjoner og kontroller.

Et annet problem som bør vurderes er at kreosoten man impregnerer trevirket med, kan løse opp en bitumenbasert membran og trenge inn i asfaltbelegget. Derfor er det fordelaktig dersom spennlaminerte dekker kun lett kreosotimpregneres, og at overflaten er fri for utsvettet kreosot før membranen legges.

Hvis det viser seg at membranen er bestandig og holder tett over lag tid, og at fuktvariasjonen i uimpregnert trevirke ikke er alt for mye større enn for impregnert trevirke, kan det vurderes om kreosot kan sløyfes helt for spennlaminerte dekker med en helt tett membran.

På bruer med relativt stor trafikkmengde, som for eksempel en ÅDT på over 5000, bør det for nå vurderes i hvert enkelt tilfelle om det er mest hensiktsmessig med bruk av betongdekke, tredekke, eller en komposittløsning. Dette selv om at det i prinsippet ikke er noen begrensinger i trafikkmengde for bruk av spennlaminerte dekker.

3.3 Levetid til trebruer [2]

For å se litt nærmere på hva Trebruhåndboken[2] sier om vedlikehold og levetid, er tabell 8-1 og tabell 8-2 hentet derifra vist som henholdsvis figur 3.1 og 3.2. Her ser man av tabellene at for eksponeringsklasse B, vil forventet levetid være 90-150 år dersom bjelkene blir impregnert med kreosot og sprekker som oppstår tettes.

Tabell 8-1: Inndeling av en konstruksjons eksponering for nedbrytende effekter
Table 8-1: Classification of the exposure of a structure for deteriorating effects

Påvirkning	Eksponeringsgrad			
	A	B	C	D
Fuktighet i tre	< 20 % alltid	> 20 % av og til	> 20 % ofte	> 20 % alltid
Relativ luftfuktighet ¹	< 65 %	≥ 65 % ≤ 85 %	≥ 85 % ≤ 95 %	> 95 %
Klimaklasse ²	1	2	3	
Hazard class ³	1	2	3	4
Vind samtidig som det regner	Uaktuelt	Sjelden sterk vind når det regner	Ofte sterk vind når det regner	Uaktuelt
ÅDT på veg under konstruksjonen	Uaktuelt	< 5 000 eller > 5 000 og sjelden regn	> 5 000 og ofte regn	Uaktuelt
ÅDT på vegen på konstruksjonen	Uaktuelt	< 10 000 eller > 10 000 og sjelden regn	> 10 000 og ofte regn	Uaktuelt

¹ De angitte trefuktighetsverdiene forutsetter at luftfuktigheten opptrer i kombinasjon med en lufttemperatur på 20 °C og at den ikke overstiger de gitte verdiene mer enn noen uker i året.

² Klimaklasser i hht. NS 3470-1 [20]

³ Hazard classes i hht. NS-EN 335-3 [32]

Figur 3.1 – Eksponeringsgrader [2]

Tabell 8-2 Forventet levetid avhengig av eksponeringsgrad, beskyttelse og vedlikehold
Table 8-2: Expected service life dependent on degree of exposure, protection and maintenance

Eksp. grad	Konstruktiv beskyttelse	Kjemisk beskyttelse	Periodisk vedlikeh.	Forventet levetid i år
A	Ingen	Ingen	Intet	150 – 500 ¹⁾
		Vannbasert trykkimpr. kl. A		> 150
		Oljebasert trykkimpr. (kreosot)		> 300
B	Overside tildekket og sideflater værutsatt	Ingen	Sprekker tettes ²⁾	30 – 50
		Vannbasert trykkimpr. kl. A		60 – 90
		Oljebasert trykkimpr. (kreosot)		90 – 150
		Oljebasert trykkimpr. (kreosot) + trykkimpr. lameller kl. A		100 – 150
	Overside og sideflater tildekket.	Ingen	Intet	50 – 100
		Vannbasert trykkimpr. kl. A		90 – 150
	Oljebasert trykkimpr. (kreosot)		120 – 200	
C	Overside tildekket. Sideflater værutsatt	Ingen	Sprekker tettes ²⁾	20 – 30
		Vannbasert trykkimpr. kl. A		40 – 70
		Oljebasert trykkimpr. (kreosot)		60 – 100
		Oljebasert trykkimpr. (kreosot) + trykkimpr. lameller kl. A		70 – 120
	Overside og sideflater tildekket.	Ingen	Intet	50 – 100
		Vannbasert trykkimpr. kl. A		70 – 120
		Oljebasert trykkimpr. (kreosot)		90 – 140
		Oljebasert trykkimpr. (kreosot) + trykkimpr. lameller kl. A		100 – 150

¹⁾ Forutsetter at konstruksjonen står i inneløst klima
²⁾ Se pkt. 6.3.2

TREBRUHÅNDBOKEN REV 2012-09-06X

Figur 3.2 – Levetider avledet fra type beskyttelse [2]

3.3.1 Bestandighet [2]

Nedbrytning av trevirke

Biologisk nedbrytning -

For kreosotimpregnert konstruksjonstrevirke er det kun verdier for 12 % trefuktighet som blir angitt i Håndbok 185 Tab. 2.2[1]. Det begrunnes med at normal trefuktighet for nordisk gran og furu er om lag 17 % før impregnering, og at en del av fuktigheten fordampes i impregneringsprosessen. Normalt er trefuktigheten på ferdig kreosotimpregnert trevirke om lag 14 %. Etter noe tid vil trefuktigheten synke noe og stabilisere seg rundt 12 %. Dette er de erfaringene blant annet Veidirektoratets følere har registrert på bruer med nettopp denne konstruksjonen.

Kreosotimpregnert trevirke er lite påvirket av omgivende luftfuktighet. For at trevirke skal begynne å råtne trengs det en trefuktighet på minimum 20 %, så vi ser at råtefaren neglisjeres ved korrekt bruk av impregnering. For at råtesopp skal utvikle seg trengs det dessuten en temperatur på over 5 grader celsius, samt tilgang på oksygen.

Insekter kan også bidra til nedbrytning av trevirke, og da spesielt husbukk og stokkmaur. Husbukken lever av tre, mens stokkmaur bruker tre til bygging av bol.

Pælemarken lever i saltvann og kan på kort tid spise opp store tretverrsnitt. Pælelus angriper treoverflaten og gjør denne porøs.

Sollys virker nedbrytende på tre, men er i all hovedsak kun et overflatefenomen. Det vil si at det ikke bidrar til svekket styrke, men vil i løpet av noen år gi trevirket en sølvgrå patina.

Fysisk nedbrytning

Fysisk nedbrytning omfatter hovedsakelig skader, normal slitasje, hærverk, og er for det aller meste som følge av normal bruk. Med normal slitasje inngår ting som dekkslitasje på brudekket, slitasje ved snøbrøyting, og påkjørsler.

Trevirke og brann

En skulle kanskje tro at siden tre er brennbart, ville det komme dårlig ut ved brann. Slik er det likevel ikke, fordi at varmeutvidelseskoeffisienten i lengderetningen er lav for tre. Tre kommer mye gunstigere ut i en slik sammenheng sammenlignet med stål og armert betong. Bæreevnen til

tre blir relativt lite redusert ved brann. Dette skyldes at tre forkuller. Forkullingen isolerer treet på innsiden, og denne delen vil ofte holde så lav temperatur at man kan forutsette full bæreevne for resttverrsnittet. Hastigheten for utvidelse av brannen i trevirket blir også lavere med et isolerende forkullet sjikt.

Kjemisk beskyttelse av trevirke

Trevirke impregneres med forskjellige stoffer for å forlenge levetiden i situasjoner der miljøet i nærheten krever det.

Kreosotimpregnering

Dette er ofte forbundet med helserisiko og fare. Dette gjelder i all hovedsak de som jobber med kreosot. Kreosot inneholder flere kreftfremkallende stoffer, og irriterer hud. Forbedret raffinering gjør at innholdet av de kreftfremkallende stoffene reduseres.

For brukerne av kreosotimpregnerte trebruer er det ikke forbundet noen helserisiko med tanke på kreosot.

Heller ikke for miljøet er det noen fare. Det som eventuelt skulle dryppe fra konstruksjonen blir naturlig brutt ned i naturen. Kreosot kan likevel grise til underliggende konstruksjon, biler og lignende. Derfor er det viktig å ikke bruke for mye kreosot.

Trykkimpregnering med CCA-salter

Denne impregneringsmetoden egner seg først og fremst til konstruksjoner som kommer i direkte kontakt med vann og jord. Tungmetallene, særlig arsen, vil i små mengder lekke ut til omgivelsene ved utvasking. Dette sammen med brenning av trevirke impregnert med CCA-salter representerer et miljøproblem.

Statens forurensningstilsyn (SFT) har ilagt et forbud for å begrense bruken av denne typen impregnert trevirke. Det heter seg i forskriften at *«forbudet likevel ikke gjelder trevirke i bruk i næringsvirksomhet hvor det av hensyn til sikkerheten er nødvendig med god beskyttelse mot råte.»* Dette gjelder da også for trebruer.

Miljøvennlig impregnering

På grunn av miljøbelastningene dagens impregnering kan føre med seg er det et behov å ønske om mer miljøvennlig impregnering. Det er allerede noen slike impregneringsstoffer ute på markedet, men disse er ikke tilstrekkelig utprøvd, da særlig for de fuktbelastninger en trebru normalt blir utsatt for.

Leonardo da Vinci gang- og sykkelbru over E18 i Ås kommune i Akershus er den første bruene som er impregnert med kun «miljøvennlige» impregneringsstoffer. Det er her brukt kombinasjoner av flere stoffer for å oppnå ønsket holdbarhet, men det kan ikke garanteres for at levetiden er over 40 år selv med relativt hyppig vedlikehold.

Konstruktiv beskyttelse

For å oppnå kravet om 100 års levetid for trebruer må bruene konstrueres med gode anerkjente konstruksjonsprinsipper. Gjennomføres dette bør ikke denne levetiden bli noe problem å overholde noe sted i Norge. Anbefalingene som omhandler fuktighet i kontakt med tre er som følger:

- Unngå at vann blir liggende på horisontale eller skrånende flater på konstruksjonen. Blir vann liggende vil det trekkes inn i trematerialet.
- Unngå fuktfeller i konstruksjonen. Med andre ord steder der vann trenger inn, men ikke tørker ut. Trevirke forandrer seg noe over tid, så steder som ikke opprinnelig var en fuktfelle kan bli det.
- De viktige konstruksjonsdelene må være tilstrekkelig luftet slik at fuktighet kan tørke opp igjen så raskt som mulig.
- Unngå steder der støv, sand, jord, blader og lignende, som kan holde på fuktighet, samle seg å bli liggende inntil trevirke.

Vannet som konstruksjonen blir utsatt for kan komme som nedbør, tåke, kondens, sprut fra trafikk eller sprut fra vassdrag. Snø er ikke noe problem, med det kan smeltevann være. Det kan også komme fuktighet fra jord, planter og planteavfall, og det er nesten likeverdige som om det skulle stått vann på konstruksjonen hele tiden.

Erfaringsmessig er de minst holdbare stedene på bruer der vann enten ikke får mulighet til å tørke ut, eller der det til stadighet renner vann langs konstruksjonen. Selv om det brukes

impregneringsmidler som for eksempel kreosotolje, vil likevel trevirke sprekke noe opp, og da er det spesielt de vertikale sprekkenes med åpningen opp som reduserer levetiden dersom de får samle vann. Sprekker i trevirke går vanligvis radielt i forhold til kjerneveden. I limtrebjelker orienteres ofte lamellene samme vei med en lamell snudd i enden slik at kjerneved vender utover på begge sider. For limtrebjelker som står utendørs eksponert for fuktighet er det ikke heldig å snu den nederste lamellen. Her er det bedre å la ytterveden som er impregnert vende utover siden den er mye mer holdbar enn kjerneveden. Kjerneveden som vender utover på toppen bør dekkes til med konstruktiv beskyttelse uansett. Den konstruktive beskyttelsen kan være av tre, metall eller plast. Dekkingen må være tett, og bør være holdbar over lengere tid, eventuelt lett å bytte ut. Dekkingen må la seg lufte ut dersom noe vann skulle forvile seg innunder den. Det er også viktig at dekkingen ikke er utformet slik at insekter bygger bol eller fugler rede under den. Dryppkant er også viktig for å hindre at vann renner nedover langs sideflatene av konstruksjonen ved normale værforhold.

For å si det litt kortere, så viser erfaring at på det utsatte steder må benyttes ekstra konstruktiv beskyttelse i tillegg til impregnering eller lignende på trekonstruksjoner utendørs.

For å sikre levetiden til en trebru er det viktig med rett beskyttelse av de utsatte delene. Disse delene er da det bærende systemet og ellers deler som ikke lar seg skifte ut. Som nevnt tidligere vil slik beskyttelse innebefatte både impregnering og konstruktiv beskyttelse. Det finnes flere måter å konstruere konstruktiv beskyttelse, som blant annet med tak, kledning på sidene, utsatte deler i ly under annen del av konstruksjonen, og beslag.

Beslag på overside av buene av bruer kan utføres med forskjellige materialer. Det kan godt tenkes at tekking med trematerialer kan utføres på en effektiv måte. Tretkking holder likevel ikke så alt for lenge, og krever vedlikehold og eventuell utskifting. Metallbeslag holder vesentlig lenger, men er til gjengjeld mer kostbart. Det er flere metaller som kan benyttes. Det vanligste er kobber, sink og plastbelagt stål, men også aluminium og rustfritt stål er mulige alternativer.

Kobber er det materialet som egner seg best for tekking av en bru. Holdbarheten er lang, faktisk noen hundre år lenger enn bruene blir prosjektert for. Med tiden får den også en fin platina. Kobber er seigt, også ved lave temperaturer. Plater med tykkelse 1 mm har vært mye brukt og har vist seg velegnet, særlig på konstruksjoner som kan bli utsatt for ekstra mekanisk påkjenning

som for eksempel klatring. Ellers er 0,7 mm brukt med hell tidligere der man kan være sikker på at de ekstra mekaniske påkjenningene ikke opptrer. Disse platene er som man kan tenke seg noe rimeligere. For øvrig er det vanlig med 0,5 og 0,6 mm i husbygging. Kobber reagerer med vann ved å avgi kobberioner. Dette kobberionholdige vannet vil tære på lavereverdige metaller, og må derfor ledes vekk fra tverrbærere, lagre, beslag etc. i stål.

Tekking skal beskytte mot direkte vannpåvirkning på toppen av buen. Dette er viktig, for selv med kjemisk beskyttelse har det vist seg at oversiden av bjelker blir rufsete over tid. Tekking med kobberblikk kan utføres uten lufting. Man skulle kanskje tro at det var nødt til å være lufting, men grunnen til at det kan utføres uten er at konstruksjonen blir vesentlig forenklet. Dessuten kan beslagene legges helt inntil treet, og konstruksjonen blir mer robust. Det blir en liten luftmengde mellom beslaget og bjelken, men den vannmengden som kan komme av kondens av denne blir veldig liten. Siden tekkingen er av kobber, vil kondensvannet bli anrikt med kobberioner, noe som gir dårlige vekstvilkår for eventuell råtesopp. For kobbertekkingen brukes stående fals for horisontale flater. For skrå flater, som for buer, skråstøtter og diagonaler i fagverk, kan falsen enten være stående eller liggende. Ved stående fals vil regnvannet bli ført ut til sidene ved hver skjøt, mens den liggende vil gjøre konstruksjonen mindre klatrevennlig i mange tilfeller.

Dekking av sideflatene til bjelker kan virke forlengende på levetiden, men for kreosotimpregnerte bjelker er det normalt ikke nødvendig.

Endeved i bærende konstruksjoner skal alltid beskyttes mot vannpåvirkning, og det med god lufting. I de tilfeller hvor endeveden må ha kontakt direkte med en stålplate på grunn av store krefter, må hele området sikres godt. Andre kritiske punkter for endeved kan være i skjøter i bjelker og knutepunkt i fagverk. Slike steder må enten være utformet på en slik måte at de unngår vanninntrenging, eller så må det lages en egen dekking av disse punktene.

Det er som oftest også nødvendig for bjelker som står på skrå å ha tilstrekkelig dekking med konstruktiv beskyttelse. Dette fordi at disse bjelkene med tiden vil få sprekker som vann kan bli stående i, med mindre de står med veldig liten vinkel. Noen ganger utformes det bare dekking nederst, eller et stykke opp på skråbjelkene. Da er det viktig at dekkingen blir helt tett i endene. Dette kan gjøres ved at beslaget avsluttes i en sliss. Denne slissen må være trang og skåret før

impregneringen slik at flatene med endeved inne i slissen blir helt mettet med kreosot.

Sekundære konstruksjonselementer, som vindavstivning, tverrbærere og langbærere for å nevne noe, kan i enkelte konstruksjoner være enkle å skifte ut. Dermed er det hensiktsmessig å vurdere om delene bør skiftes ut etter hvert, eller om de skal prosjekteres til å ha en levetid på minst 100 år. De sekundære konstruksjonselementene skal i utgangspunktet beskyttes for direkte regn, men man kan i de konstruksjoner hvor de lett kan inspiseres og skiftes ut sløyfe dekkningen. Likevel er det ikke lett å tenke seg å se helt bort fra dekking av disse, i og med at også disse bjelkene har endeved og skjøter som er utsatt med tanke på fuktinntrengning. Sideflatene til sekundære konstruksjonselementer trenger normalt ikke dekking, men det bør ikke være komplisert å inspiserer dem. Ellers utformes innfestningene slik at vann ikke kan bli stående. Det beste for vindfagverk er nok å dekke til hele oversiden, men dersom det er enkelt og rimelig å bytte de ut, kan det å sløyfe dekking over hele bjelken forsvares.

Som membran for spennlaminerte dekker er det asfaltmastiks, Topeka S4, som er mest brukt. Vanlig støpeasfalt blir hard og sprø i kaldt vær, og sprekker opp siden det ikke kan følge treets bevegelser. Topeka S4 blir ikke hard og sprø, men er plastisk og forblir dermed tett. Topeka S4 egner seg også godt som membran under et treslitelag.

3.4 Avfallsutfordringer [2]

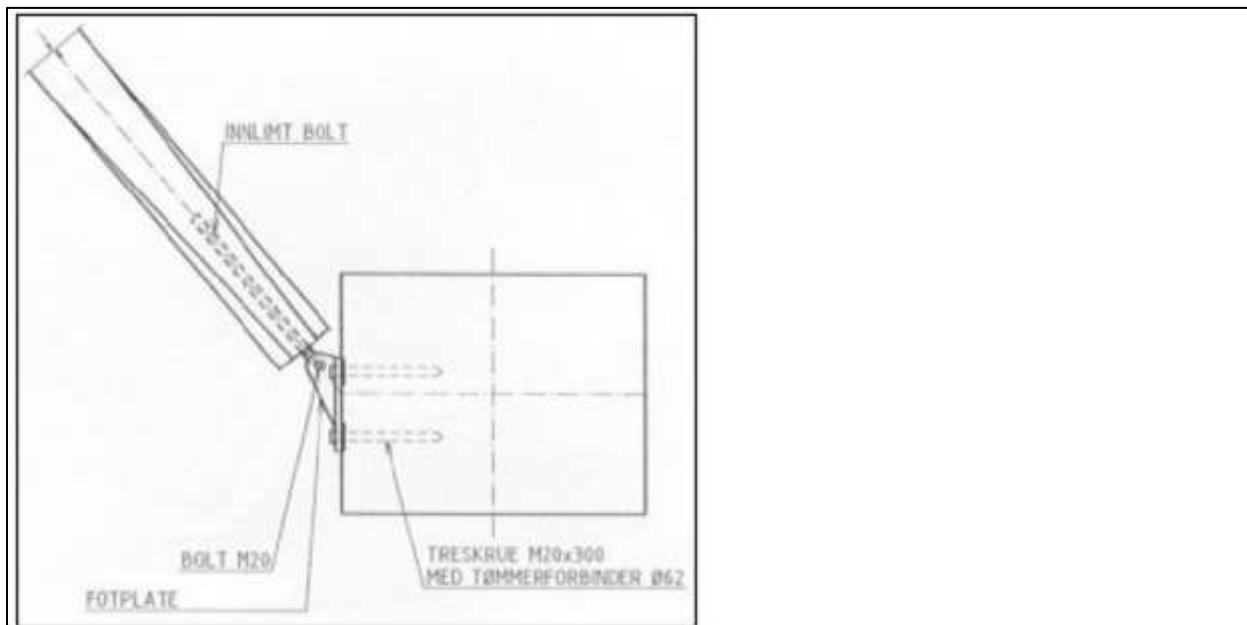
Impregnert trevirke er ikke klassifisert som spesialavfall, men et «gråsove-avfall». Tar man ikke spesielle forhåndsregler kan det medføre miljøforurensning, og dersom man vil deponere dette avfallet må det skje i kontrollerte former. Det er en mulighet for gjenbruk av kreosotimpregnert trevirke, men da med sterke retningslinjer for bruken, som for eksempel til fundamenter.

Trevirke med kreosotimpregnering kan også forbrennes med kjent forbrennings- og renseteknologi sammen med annet brensel. Derimot er det vanskeligere med håndtering av trykkimpregnert trevirke med CCA-salter. Man har ikke løst hvordan man på en god måte skal håndtere dette avfallet. Det kan kun forbrennes i anlegg med svært god renseteknologi. Asken er også for spesialavfall å regne. Det enkleste er gjenbruk eller deponering, men i begge tilfeller må det tas ekstra forhåndsregler for å hindre forurensning.

3.5 Forbindelsesmidler [2]

Innslissede plater og tverrbelastede stavdybler

Det er ikke alle forbindelsesmetoder for trekonstruksjoner som egner seg like godt til trebrukonstruksjon. Dette fordi de dynamiske belastningene gjør spikere, spikerplater, tømmerforbindere og skuer mer uegnet og bør unngås. Dessuten vil utenpåliggende laskeplater ved forbindelser ha en tendens til å ansamle vann ved regn, og det tørker vanskeligere bort igjen. Disse forutsetningene gjør at det nesten er enerådende med innslissede plater og dybler for grove limtrekonstruksjoner. Likevel kan det være vanskelig å unngå tømmerforbindere ved noen konstruksjoner. Et eksempel på dette er der en har et stabiliserende fagverk mellom to buer, som stabiliseres med skråstag. Denne sideveise oppstøttingen kan ikke utføres ved å slisse inn plater, noe som ville dramatisk senke bjelkens kapasiteter. Figur 1.4 viser en detalj fra Tynset bru, beskrevet i Trebruhåndboken:



Figur 3-2: Eksempel fra Tynset bru på bruk av innlemt bolt

Et eksempel på det er en detalj fra Tynset bru (Figur 3-2). Den viser innfestning av skråstrevere som skal gi undergurten sideveis støtte. Innfestningen på siden av undergurten er gjort med en kombinasjon av franske treskruer og tømmerforbindere.

Figur 3.3 – detalj fra Tynset bru hentet fra Trebruhåndboken[2].

Ofte benyttes det 6 mm tykke stålplater ved benyttelse av innslissede plater til konstruksjon. I trebruer blir gjerne bjelker, staver, buer og lignende satt sammen med slike innslissede plater, men da med tykkelser vanligvis rundt 8-10mm. Spesielt slisseverktøy blir benyttet, og treet får et snitt hvor en skyver inn stålplaten. Hullbore skal ha samme diameter som stavdyblene som benyttes. Hullene skal bores i platen og trevirke hver for seg. Dette for å unngå spon mellom plate og trevirke. Likevel settes ofte platen inn i slissen og hull bores, hvoretter platen fjernes og slissen renses for spon.

Stavdyblene har diametere fra 6mm til 30 mm. En stavdybel med samme diameter og stål kvalitet som en tilsvarende bolt vil ha noe lavere kapasitet enn bolten. Ved maksimal belastning av en dybel får vi en deformasjon der dybelendene blir trukket litt inn i trevirket, en "rope"-effekt. Dette bidrar til at kreftene blir fordelt godt ut i trevirket. Stavdybler benyttes ofte i større konstruksjoner som haller og bruer, da ofte sammen med innslissede plater.

Som nevnt tidligere er det for brukonstruksjoner i Norge vanlig med innslissede plater, da med tykkelse 8-10 mm og stavdybler 10-16 mm. Innslissede stålplater på 8 mm og stavdybler med diameter 12 mm har i tidligere prosjekter vist seg å være en god kombinasjon. Det er likevel ikke noe i veien for at grovere plater med for eksempel tykkelse 10 mm og bolter 20 mm kan benyttes, så lenge standardenes krav til kantavstander og lignende overholdes. Flere tynne plater sammen med relativt tynne dybler kan også benyttes. Disse forbindelsene vil også kunne fordele kreftene jevner mellom elementene, og dermed også kunne øke kapasiteten til forbindelsene, og videre redusere størrelsen på forbindelsene.

For å sikre forbindelser som ikke lar seg lett inspisere, bør minimumskravet til stålet være at de er både varmforsinket til klasse B og pulverlakkert, og stavdybler i rustfritt stål. Det kan være fordelaktig å utføre platene i rustfritt stål også.

Ved kjørebruer, der kreftene skifrer mellom trykk og strekk i forbindelsene, må man være oppmerksom på at dyblene kan ha en tendens til å arbeide seg ut av hullene sine. Man må i disse tilfellene sikre dyblene mot en slik vandring. Det kan gjøres ved enten å ha dybler med et lite hode i den ene enden og gjenger i den andre, eller dybler med gjenger i begge ender. Det å skulle sikre dyblene med spikerplater eller lignende i ettertid kan fort bli stygt og skjemmende.

Limtrebjelker som blir satt sammen av innslissede plater og dybler, gir forbindelser som er sterkere enn alternative løsninger med for eksempel utenpåliggende laskeplater. Slike plate- og dybelforbindelser gir en bedre og mer gunstig kraftflyt, og har skjulte forbindelser fra vær og vind. Det siste er viktig for bestandigheten til konstruksjonen. Slissen som skjæres ut av limtrettvernsnittet er ofte større enn selve stålplaten. Grunnen til dette er at slissen ofte blir skåret ut med sirkelsag for å oppnå ønsket presisjon. De innslissede platene med de tilhørende dyblene kan selvsagt ta opp både trykk og strekk. Likevel har man i forbindelser som er påkjent med et overveiende stort trykk brukt utstøpning av fugen. Trykket blir dermed tatt opp av utstøpningsfugen, mens dybelplatene er der for å ta et eventuelt strekk.

Utsøpning av trykkfuger

I Norge er dette en noe brukt forbindelse for trebruer og hallkonstruksjoner. Midlet som har blitt brukt til utstøpning av tykkfugen er en tokomponents akrylmørtel, lik det som ofte brukes til montasje av prefabrikkerte søyler og til småreparasjoner av betong. Det kan lønne seg å utstøpe når fuger er nesten enerådende påkjent av trykk. En slik forbindelse kan naturlig nok ikke overføre hverken strekk- eller skjærkrefter. Den må derfor kombineres med en annen type forbinder, som for eksempel innslissede plater med tilhørende dybler. Det skulle i teorien kunne gå an å overføre trykkrefter mellom limtrebjelker ved direkte kontakt, men i praksis ville dette stille urimelige krav til nøyaktigheten av pasningen. Man får ikke dette problemet ved en utstøpning, men det er ikke tilstrekkelig dokumentert hvordan en slik forbindelse vil klare seg med tanke på bestandighet og utmattning. Siden utstøpningen kombineres med en annen forbindelse som for eksempel innslissede plater og dybler, vil en kryptdeformasjon i utstøpningen føre til at kreftene istedenfor tar veien gjennom dyblene. Disse dyblene kan da bli overbelastet, og miste sin evne til å ta strekkreftene som de ble dimensjonert til å ta. Det står forklart i Trebruhåndboken at disse effektene blir undersøkt nærmere.

Innlimte bolter

En aktuell, men en ikke så mye brukt forbindelsesmetode i Norge, er innlimte bolter. Disse innlimte boltene kan ofte gi svært effektive forbindelser. I Norge er det vanligst med gjengestenger 8.8 og med vanlige ISO grovgjenger, men boltene kan også være armeringsstål. Figur 1.4 gir eksempel på en forbindelse med innlimt bolt.

Der er i hovedsak to måter bolten kan limes på. Hullet man borer kan være trangt slik at boltens gjenger skjærer inn i trevirket, og skru bolten inn med lim. Den andre måten er å bore et hull som har større diameter enn bolten, fylle hullet med lim og sette bolten i hullet. Ved bruk av den første metoden vil det medføre en viss spregvirkning i trevirket, noe man unngår ved metode to. Ved den andre metoden må man til gjengjeld være nøye med at bolten blir plassert nøyaktig sentrisk i hullet, og at limfugen klarer å overføre skjæret som bolten kommer til å bli utsatt for. Den første metoden med et trangt hull er vanligvis foretrukket i Norge.

Innfesting av hengestag

Innfesting med innslissede plater i kombinasjon med et ledd er en vanlig forbindelsesmetode for hengestag. Det er gunstig dersom innfestningen skjer i øvre del av limtrettverrsnittet den festes i. Dette begrunnes med at en slik løsning vil gi noe mindre tverrstrekk i limtrettverrsnittet enn om innfestningen ligger lengere ned. For kraftinnføring i limtrebuer kan dette bli veldig viktig siden dette tverrstrekket må sees i sammenheng med tverrstrekk fra positivt moment. Det positive momentet vil gi strekksonen på undersiden en nedad rettet krumningskraft, og trykksonen får en oppadgående krumningskraft. Slik oppstår det en strekkraft på tvers av tverrsnittet, og som holder tverrsnittet sammen.

Hengestagene kan kun overføre strekk, og vil oppføre seg som tau. Henger disse loddrett ned fra buen til dekket er det en nokså enkel utforming. Dersom de derimot krysses som i et nettverkssystem, må man tenke gjennom utformingen og konsekvensene.

Hengestagproblematikk

De kryssende hengestagene byr på enkelte utfordringer. Stagene kan ikke krysse hverandre uten problemer, siden de møtes i ett og samme punkt. De må ligge så vidt inntil hverandre eller med en avstand for å hindre at bevegelser i bruen medfører gnissing mellom stagene. Ved vindpåkjenning vil stagene bevege seg noe tvers lengderetningen. Dersom disse får dultet borti hverandre i vinden vil det bli mye lyd og eventuell slitasje. Hvordan denne utfordringen skal løses kommer ikke denne oppgaven med et klart svar på, men vil belyse problemstillingen.

Et alternativ man kunne tenke seg var å innfeste hengestagene med en avstand til hverandre. Det kan fungere hvis alle hengestagene blir belastet likt slik at det ikke oppstår ekstra momenter i buen. Dette er derimot ikke tilfellet i modellen som er utarbeidet i denne oppgaven.

Hengestagene får forskjellige strekkrefter ettersom vinkel med dekket og skjevlaster varierer over bruene. Momentene som ville oppstått i buene på grunn av denne forskjellen, ville i enkelte knutepunkt vært uakseptabelt høye. Nede i tverrbæreren ville ikke en slik forskjell medført et stort problem.

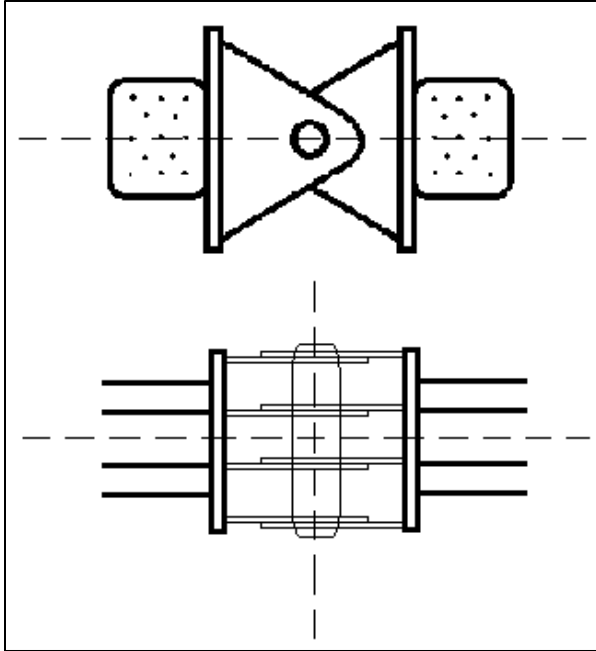
Det neste man da kunne tenke seg var å feste hengestagene med avstand i tverrbæreren, for så å ha et felles innfestningspunkt i buene. Dette ville likevel ført til tilleggsmomenter i buene, siden angrepslinjen til hengestagene ville gått utenfor tyngdeaksen i limtrebuene den var festet inn i, ikke like stort, men fortsatt for høyt.

Det neste alternativet kunne vært med stag som har en svak bue i forhold til hverandre slik at de møtes uten å presse på hverandre. Selv om de nå ikke skulle krysses i ett og samme punkt, vil vindpåkjenning føre til at de treffer hverandre. En løsning kunne være å feste noe på stagene ved krysningspunktet som er svært slitesterkt og lyddempende, og som i tillegg er enkelt å skifte ut. Man kan ikke feste sammen stagene, siden de da ikke ville ha de egenskapene hengestagene skal ha. Meningen med kryssende hengestag er jo at kreftene på buene skal bli fordelt over flere punkter på buene.

[Dette avsnittet om hengestagproblematikk har ingen tilhørende referanse. Dette var et problem som ble oppdaget ved utforming av forbindelsene.]

Toppledd for limtrebuer

Man utfører gjerne toppleddet som et ledd slik som vist med figur 1.3, med bolt og innslissede plater.



Figur 3.4 viser utformingen av toppledd for buer.

Dersom man forventer veldig små rotasjoner i toppleddet kan utformingen gjøres enklere, for eksempel med kun innslissede plater. Det vil alltid være litt slark i en slik forbinder og det vil dermed tillate noe rotasjon. I mange tilfeller vil den trykkraften i slike ledd være veldig stor og kreve lange plater. En måte å imøtekomme dette problemet på er å utstøpe fugene med akrylmørtel for å ta opp trykkraftene. Utstøpingen blir da kun lagt i en smal stripe tilsvarende det arealet som kreves for å overføre trykkraftene. Denne utformingen begrenser tøyningen i mørtelen fra rotasjon. Det er likevel mest ryddig og effektivt å benytte et ekte ledd med bolt som vist på 1.3, fordi et slikt ledd gir enklere og raskere montasje. Trykket overføres her ved hjelp av stålplaten, og stavdyblene dimensjoneres kun for å ta skjærkraftene samt en visst stivhet mot bøyning ut av bueplanet.

Kemperledd for limtrebuer

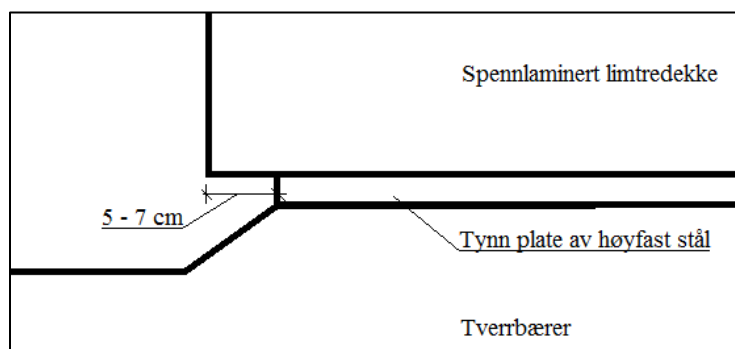
For innfesting av limtrebuer mot fundament gjøres det best på samme måte som for toppleddet, med et ekte ledd med bolt. Det forutsettes også her at rotasjonene i leddet er relativt små. Denne metoden gir en klar statisk konstruksjon og en enkel montasje. Det er viktig at den delen av konstruksjonen som festes til fundamentet kommer i nøyaktig posisjon. Blir det store avvik i innfestningen oppstår det tvangskrefter i konstruksjonen, og buegeometrien får store utslag. Best

nøyaktighet oppnår en ved å støpe romslige korrugerte rør i fundamentet. Like før montering måler man inn nøyaktig posisjon av buens innfestingspunkt, for så å støpe det nøyaktig inn i det korrugerte røret.

3.6 Tverrbærere [12]

En konstruktiv måte å konstruere tverrbærerne på, vil være å la tverrbærerens dimensjon følge momentkurven til en viss grad. Med andre ord, ha et grovere tverrsnitt på midten der momentene vil komme til å være størst. Det er mest hensiktsmessig å la tverrbæreren kunne bevege seg noe fritt i forhold til dekket, da små variasjoner ikke bør skape tvangskrefter i konstruksjonen. Det å la dekket og tverrbæreren gnisse imot hverandre er ikke en god ide, så derfor løses denne detaljen ved å innfeste et tynt slitelag av høyfast stål til dekket rett over tverrbæreren. Der er mellom dette stålet og tverrbæreren som det tillates små forskyvninger når det trengs.

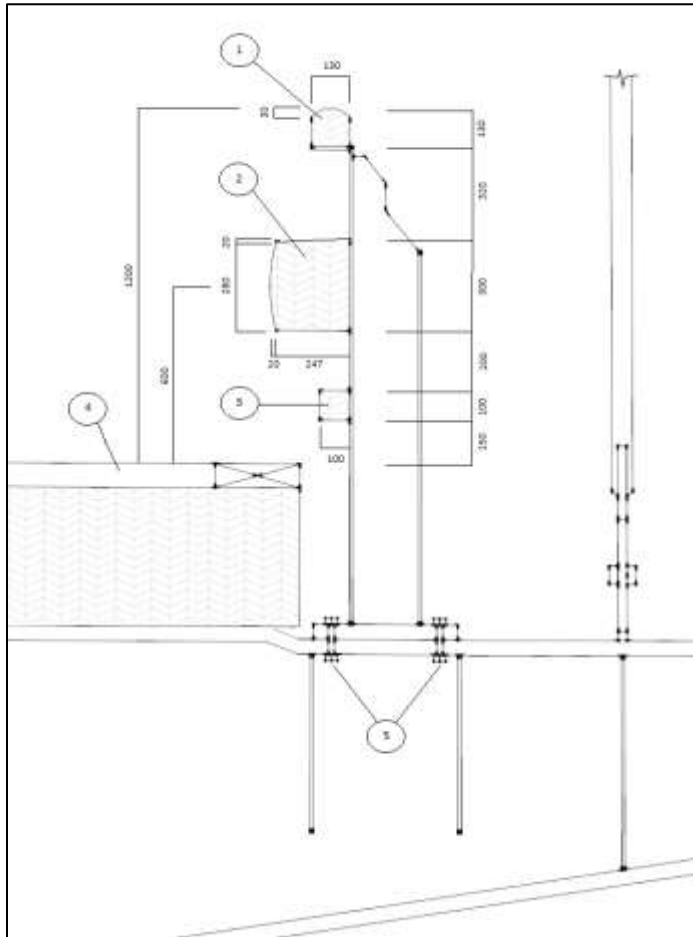
Utformingen mot endende av tverrbærerne bør hensiktsmessig utføres med et fall vekk fra dekket, se figur 3.5. Dette for at vann som kommer ned fra dekket, og vann som ellers drypper ned på tverrbæreren, vil sprute minst mulig inn mot dekket å øke fuktpåkjenningen her. Det er dessuten viktig at slitelaget ikke blir plassert helt ut til dekkekanten. Grunnen til dette er at fuktighet som kan komme til å renne ned langs dekket ikke skal bli dratt innunder mellom sliteplaten og dekket ved hjelp av kapillarkrefter. Denne fuktigheten lar seg nemlig ikke tørke opp så lett, og vann kan bli liggende. Noe som gjerne kan bli utført er å legge et lag med asfaltpapp mellom den høyfaste stålplaten og dekket for å hindre kondens her. Dette er noe man tenker vil fungere, men metoden er ikke skikkelig testet eller dokumentert. Det er alltid lurt å tenke gjennom utforminger som kan hindre kondens der stålflater møter tre.



Figur 3.5 – Skisse av beskrevet tverrbærer mot dekke i kapittel 3.6.

3.7 Rekkverk [2]

Rekkverket skal testes i fullskala og godkjennes, eller bygges etter allerede godkjente utforminger. Det er det siste som er gjort i denne oppgaven.



Figur 3.6 – Rekkverkdetalj fra Tynset bru, som beskrevet i Trebruhåndboken.

Forklaringer til figur 3.6:

- 1: Håndliststolpe, limtre 130x130, festes med treskruer M18x100 – 2 stk. per stolpe
- 2: Føringskinne, limtre 267x300, festes med treskruer M20x160 – 4 stk. per stolpe
- 3: Fotlist, limtre 100x100, festes med treskruer M20x80 – 4 stk. per stolpe
- 4: Asfalt, 80 mm
- 5: Rekkverksstolpe, HEB200, festes til tverrbærer med bolter M27-8.8 – 4 stk.

Figur 3.6 viser en detalj fra Tynset veibru, hentet ut fra Trebruhåndboken[2]. Slik kan det nye rekkverket til Skøyten bru også tenkes utført.

Rekkverk på trebruer er ofte foretrukket utført i tre. Dette for å få et helhetlig ønsket utseende. Frem til 2003 har rekkverk på bruer vært regulert av en egen normal for brurekkverk, men fra 2003 vil en ny rekkverksnormal, som omhandler alle typer rekkverk gjelde. Den store forskjellen er at man med den gamle normalen kunne beregne seg frem til en tilstrekkelig dokumentasjon for styrken til rekkverket. Etter den nye normalen krever fullskalatester og typegodkjenning av rekkverkene. Testingen og godkjenningen skal utføres i henhold til NS EN 1317. Det er kun disse godkjente rekkverkene som kan benyttes. Rekkverket skal oppfylle både geometriske krav og funksjonskrav. Det er ikke rekkverk tilstede på bruer kun for å hindre kjørende og gående å falle utfor, men også for å hindre skader på konstruksjon og for å unngå følgeskader. Følgeskader kan her nevnes som at kjørende, gående eller gjenstander faller utfor og ned på underliggende jernbane, vei eller lignende og skaper flere/større ulykker.

For veibruer utført med tverrbærere i stål kan det være naturlig å innfeste stålstolper til disse når man konstruerer rekkverket. Selv om avstanden er om lag 4,0 – 5,5 meter mellom tverrbærerne, vil det fremdeles gi akseptable tverrsnitt på føringskinnene.

For veibruer uten tverrbærer festes rekkverket enten direkte i dekket eller ved hjelp av egne festeanordninger. For kjøresterke rekkverk holder det ikke med å feste rekkverket i den ytterste lamellen. Det man kan gjøre er å for eksempel feste stolpen sammen med spennstaget, slik at spennstaget tar den horisontale kraften. Ved en slik løsning må stolpen konstrueres slik at stolpen også har deler som går innunder dekket. Dette slik at momentet som oppstår blir tatt opp i dekket som et kraftpar. Denne løsningen kan være noe komplisert fordi stolpene må føres opp sammen med dekket og spennstagene. Dette kan løses enten med egne gjennomgående bolter ved smale bruer, eller det kan legges inn forankringsplater mellom to lameller i brede bruer som egne bolter kan festes til. Det må også huskes på at i forspente dekker der rekkverket er festet, vil støtlasten føre til redusert spenning mellom lamellene i støtøyeblikket. Dette vil føre til redusert evne til å bære hjullaster.

4 Bakgrunn og hensikt

I forbindelse med at Statens vegvesen skal prosjektere en ny bru over riksvei 52 i Hemsedal kommune, Skøyten bru, skal denne oppgaven belyse et alternativ til en eventuell stålbru, betongbru, eller en samvirkebru, nemlig en konstruksjon i tre. Oppgaven vil rette seg inn mot brukonstruksjonen på forprosjekt-stadiet, og vil ikke gå veldig tett inn på detaljnivå.

Det er også med en økonomisk betraktning, estetiske synspunkt og det er gjort vurderinger med tanke på miljøhensyn. Resultatet blir å utarbeide en brumodell ved hjelp av programvare, og se på om i hvert fall deler av den nye planlagte bruene kan/bør oppføres i tre.

Det legges i denne oppgaven ikke opp til å se på fundamentering da dette ikke vil variere i kostnad i alt for stor grad fra en annen type bru, for fundamentering må gjøres uansett type brubane/bæresystem. Det vil derimot fokuseres på å konstruere en bru etter hensiktsmessige og allerede utprøvde prinsipper for trebruer, for å se på en kostnadssammenligning.

4.1 Forutsetninger

Det var etter samtale med Vegvesenet[12] at det ble valgt å skrive denne oppgaven som å forprosjektere den nye Skøyten bru. Det ble i den forbindelse opplyst om et spenn på 85 meter og en føringsbredde på omtrent 9 meter. Total veibredde ble i samråd med Stein Egil[12] satt til 10 meter. Bruen skulle være en kjørebru uten fortau. Midlere ÅDT for RV52 er 1250[10].

I denne oppgaven brukes forenklet vindmodell. Temperaturlaster vil sees bort ifra da disse kun er en brøkdel av fuktighetslaster for tre. Vindlaster vil bli beregnet ut fra antatte verdier spesifisert senere i oppgaven.

De dynamiske påvirkningene og utfordringene som følge av vind og trafikk tas ikke hensyn til i denne oppgaven med de forutsetningene og verktøyene til rådighet. Disse verdiene må beregnes ved en mer detaljfokusert oppgave.

Det legges i denne oppgaven ikke opp til å se på fundamentering da dette ikke vil variere i kostnad i alt for stor grad fra en annen type bru. Fundamentering må gjøres uansett type brubane/bæresystem. Det vil derimot fokuseres på å konstruere en bru etter hensiktsmessige og allerede utprøvde prinsipper for trebruer, og for å se på en kostnadssammenligning.

Trefuktigheten ved ferdigproduserte limtrebjelker etter impregnering ligger på rundt 14 %. Slik som det fremkommer av Trebruhåndboken[2], og etter å ha pratet med Stein Egil[12], kom det

frem at trefuktigheten vil synke noe over tid. Det vil etter noen år ha stabilisert seg rundt 12 %. Denne reduksjonen i trefuktigheten er størst tvers fiberretningen, og vil få trevirket til å krympe noe. Dette blir tatt hensyn til ved at dekket spennes opp til 85 % av spennstagenes flytegrense[2]. Bevegelsene som vil oppstå i tredekket i grunnet fuktighet og temperaturskjeller er så små at de sees bort ifra i fiberretningen. Noen knutepunkt vil bli tatt nærmere i øyesyn og utformet i detalj, det for å kontrollere at det er en holdbar forbindelse med tanke kapasitet og endeavstander.

4.2 Laster

Jordskjelvlaster

Ifølge standarden[16] er det ikke nødvendig med dimensjonering med hensyn på jordskjelv. Dette begrunnes med at seismisk klasse 3 har en seismisk faktor 1,4. Sonekartet gir at bruene som prosjekteres får verdi 0,3 for grunnforhold A. Dimensjonerende grunnakselasjon blir dermed på 0,42 meter per kvadratsekund. Denne akselerasjonen er så liten ifølge standarden at jordskjelvlaster kan utelates.

Snølast

Ifølge pkt. 2.5.1 [1] opptrer ikke snølast samtidig med trafikklast, og siden trafikklasten innehar større verdier kan snølasten utelates i dette tilfellet.

Vindlast

I denne oppgaven blir det brukt forenklet vindberegningsmodell i henhold til standard [3]. Her er det valgt en høyde over terrenget $z=30$ meter og terrengkategorikategori 3.

Referansevindhastigheten er for den aktuelle kommunen oppgitt til 24 meter per sekund. Dette gir et vindhastighetsstrykk på $0,93 \text{ kN/m}^2$.

Lastfaktor 1,5.

Trafikkklaster

Disse er hentet fra NA 4.3.2 [4]

Lastmodell 1 representerer den typiske og hyppigste lastsituasjonen for bruene. I den inngår hjullast og en jevnt fordelt last.

Hjullast med intensitet 300 kN per aksling, fordelt på en hjulbredde $0,4 \cdot 0,4$ per hjul.

Den jevnt fordelte trafikklaster er 9 kN/m^2 og $2,5 \text{ kN/m}^2$.

Ser kun på laster fra lastmodell 1 i denne oppgaven for å få den tilstrekkelige dimensjoneringen for forprosjektet, da dynamiske påvirkninger, laster fra spesialkjøretøy og folkemasser ikke er aktuelt ut fra de valgte premisser.

Bremse- og akselasjonslast blir oppgitt til maksimalt 900 kN. Her brukes akslingenes intensitet multiplisert med friksjonsfaktor 0,9 for tørr asfalt. Kjøretøy med to akslinger, hver på 300 kN, gir: $2 \cdot 300 \cdot 0,9 = 540 \text{ kN}$.

Andelen av bremselast som kan tenkes å virke på tvers av dekket blir 25 % av bremselast ifølge NA 4.4 [4].

Slingrelast er en last som kommer av at et kjøretøy duler bort i føringskant eller lignende. Denne kraften angriper tvers dekket med intensitet 100 kN.

Rekkverk skal tåle påkjørsel etter standarden (2)[17], plassering som er det laveste av 1 meter over fortau eller 10 centimeter fra toppen over en utstrekning på 0,5 meter. Intensiteten er 100 kN.

Lastfaktor 1,5.

Lastkombinasjoner

Lastkombinasjoner hentet fra tabell NA.A1.2(B) [5]. (Ligning 6.10b) er mest kritisk på grunn av at de variable lastene er såpass store i forhold til de permanente lastene. Fra tabell NA.A1.1 [5] finner man verdiene for kombinasjonsfaktor ψ_0 , som er 0,7 for trafikklaster, og 0,6 for vindlastene.

Lastfelt

Lastfeltene er delt inn som følger for trafikken etter lastmodell 1: kjørefelt 1 med tre meters bredde har 9 kN/m^2 og hjullast på 300 kN for én aksling, kjørefelt 2 med tre meters bredde har $2,5 \text{ kN/m}^2$ og hjullast på 200 kN. Restarealet har $2,5 \text{ kN/m}^2$ og ingen hjullast.

Ulykkeslaster

Ulykkeslaster, bortsett fra rekkverk, er ikke tatt med i dette forprosjektet. Alle kritiske bærekonstruksjonsdeler som kan være utsatt for påkjørsel, skal være sikret med rekkverk.

Permanente laster

Densitet for kreosotimpregnert limtredekke ved 12 % fuktighet er oppgitt til $5,2 \text{ kN/m}^3$ i tabell 4-1 [2].

Slitelag av 80 millimeter asfalt med fuktmembran oppgis i tabell 2.3 [1] til 2 kN/m^2 for en brulengde på 85 meter og $\text{ÅDT} < 2000$.

Utmatning [2]

For trekonstruksjoner er utmatning ofte et ikke-tema. Dette fordi trevirke har meget gode utmattingsegenskaper. Trær er fra naturens sin side skapt for å tåle slike påkjenninger. Likevel kan en utmatningskontroll måtte gjennomføres, noe som begrunnes med at forbindelsene i trekonstruksjonen kan ha betydelig dårligere utmatningsegenskaper enn treet. Det er da særlig sveiser som er utsatt for utmatning, siden de kan inneholde veldig små ujevnheter og riss.

Dessuten kan den permanente lasten av et forspent limtredekke være så lav at nyttebelastningen på bruene blir en betydelig større andel av totallasten. Dette vil medføre relativt store forskjeller i belastningen på forbindelsene. Det vil i denne oppgaven kun bemerkes at en slik kontroll vil måtte gjennomføres.

Strekstag

Kapasiteter for Dywidag-stag [9] finnes fra figur 4.1

DYWIDAG Norge AS										
Type Stang	Ø [mm]	Tverrsnitt [mm ²]	F _y - styrke [MPa]	F _u - styrke [MPa]	F _y [kN]	F _u [kN]	Diameter over genger	Vekt [kg/m]	Lager vare [m]	ETA
WA (c)	15	177	900	1100	159	195	17	1,44	7,5 og 11	
WR	18	241	900	1100	217	265	21	1,98	7,5 og 11	05/0123
WA (c)	20	314	900	1100	281	349	23	2,38	7,5 og 11	
WR	26,5	552	950	1050	524	580	30	4,48	7,5 og 11	05/0123
WR	32	804	950	1050	764	844	35	6,53	7,5 og 11	05/0123
WR	36	1018	950	1050	967	1069	40	8,27	7,5 og 11	05/0123
WR	40	1267	950	1050	1194	1320	45	10,2	7,5 og 11	05/0123
WR	47	1735	950	1050	1548	1822	52	14,1	7,5 og 11	05/0123
WS	32	804	950	1050	764	844	-	6,31	7,5 og 11	05/0123
WS	36	1018	950	1050	967	1069	-	7,95	7,5 og 11	05/0123
WR (c)	57	2581	835	1035	2155	2671	21	20,98	7,5 og 11	
WR (c)	65	3318	835	1035	2771	3434	23	27,1	7,5 og 11	
WR (c)	75	4418	825	1035	3689	4571	24	35,5	7,5 og 11	
GEW*	18	210	500	550	105	118	19	1,58	7,5 og 11	
GEW*	20	314	500	550	157	173	23	2,47	7,5 og 11	
GEW*	25	491	500	550	246	270	29	3,85	7,5 og 11	
GEW*	28	618	500	550	308	339	32	4,83	7,5 og 11	
GEW*	32	804	500	550	402	442	38	6,31	7,5 og 11	
GEW*	40	1257	500	550	628	691	46	9,83	7,5 og 11	
GEW*	50	1983	500	550	982	1080	56	15,4	7,5 og 11	
GEW*	63,5	3147	555	700	1758	2217	69	24,8	7,5 og 11	
GEW* Plus	18	250	670	800	168	200	63	1,96	7,5 og 11	
GEW* Plus	22	375	670	800	251	300	69	2,94	7,5 og 11	
GEW* Plus	25	491	670	800	329	393	69	3,85	7,5 og 11	
GEW* Plus	28	618	670	800	413	493	69	4,83	7,5 og 11	
GEW* Plus	30	707	670	800	474	566	69	5,55	7,5 og 11	
GEW* Plus	35	962	670	800	645	770	69	7,35	7,5 og 11	
GEW* Plus	43	1446	670	800	982	1173	69	11,51	7,5 og 11	
GEW* Plus	57,5	2397	670	800	1340	1578	69	19,38	7,5 og 11	
GEW* Plus	63,5	3147	670	800	1722	2034	69	24,86	7,5 og 11	
GEW* Plus	75	4418	670	800	2390	2834	69	34,88	7,5 og 11	

Figur 4.1 – oversikt over forskjellige Dywidag-stag [9]

5 Beregninger

5.1 Dekke

Utarbeidelse av utseendet og konstruksjonsmåten.

Bakgrunnen for hvorfor nettopp en fagverksbru med et kreosotimpregnet tverrspent limtredekke ble valgt prosjektert i oppgaven blir nærmere belyst og forklart i kapittel 10. Dimensjoneringen av limtredekket følger:

Trykk tvers fiberretning pga. spennstag, pkt. 6.1.5 [6] og pkt. 5.5.3.3.2 [1]

Kravet som skal overholdes:

$$\sigma_{c,90,d} \leq k_{c,90} \times f_{c,90,d}$$

hvor:

$$\sigma_{c,90,d} = F_{c,90,d} / A_{ef}$$

$F_{c,90,d}$ = dimensjonerende trykklast vinkelrett på fiberretning

A_{ef} = effektiv kontaktflate under trykk vinkelrett på fiberretning

$f_{c,90,d}$ = dimensjonerende trykkfasthet på fiberretning

$k_{c,90} = 1,5$ fra pkt. 6.1.5 (3) [6], faktor som tar hensyn til lastkonfigurasjonen, muligheten for oppsplitting og trykkdeformasjonens størrelse

Prøver Dywidag-stag Ø 26,5mm

I henhold til pkt. 5.5.3.3.2 [1] skal spennstagene i spennlaminerte brudekker spennes opp til 80 % av flytgrensen. De kan likevel spennes opp til 85 % av flytgrensen for å kompensere for umiddelbare tap og låsetap, og det er dette som er gjort her. Hvert Dywidag-stag kan spennes opp til maksimalt 524 400 N [9]. Etter oppspenningen vil spennkraften falle med tiden, og det bør foretas en re-oppspenning etter ett års tid. Deretter vil spennkraften falle mindre enn ved førstegangs oppspenning. Etter ca. fjerde oppspenning vil spennkraften holde seg over minimumsgrensen. [1]

Som trykkplate velges skive med 260 mm radius og hulldiameter 30 mm.

Kontroll av trykkplater [6]

$$\text{Areal trykkplate: } \pi \cdot (260^2 - 15^2) = 211\,664,8 \text{ mm}^2$$

$$S_{c,90,d} = 0,85 \cdot 524\,400 / 211\,664,8 = 2,11 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c,90,d} = k_{\text{mod}} \cdot f_{c,90,k} / \gamma_M = 0,7 \cdot 2,7 / 1,25 = 1,51 \text{ N/mm}^2$$

hvor:

$$k_{\text{mod}} = 0,7 \rightarrow \text{klimaklasse 2 og langtidslast [6]}$$

$$\gamma_M = 1,25 \rightarrow \text{NA tab. 2.3 [6]}$$

$$f_{c,90,k} = 2,7 \text{ N/mm}^2 \rightarrow [15]$$

$$S_{c,90,d} \leq k_{c,90} \cdot f_{c,90,d}$$

$$2,11 \text{ N/mm}^2 \leq 1,5 \cdot 1,51 = 2,27 \text{ N/mm}^2 \text{): OK}$$

Trykkplatene/skivene er store nok, og skader ikke limtreet ved oppspenning.

Hjultrykk og uttrykk av lameller

Tas utgangspunkt i et spennarmert limtredekke bestående av lameller 600 x 100 mm. Slitelag på toppen er 80 mm. Hjultrykket har en utstrekning lik 400 mm på toppen. Dette gir en effektiv lengde etter figur 5.1 [7] og tabell 5.2 [7];

$$l_{ef} = 400 + 2 \cdot 80 + 0,5 \cdot 2 \cdot 600 = 1160 \text{ mm.}$$

Vekten av kjøretøy er 300 kN på drivaksel. Dette gir et hjultrykk på;

$$300 / 4 = 75 \text{ kN for ett hjul.}$$

Det er to av hjulene som bidrar til å forsøke å trykke ut de samme lamellene, over den effektive lengden. Selv om disse angriper samme snittflate med to meters mellomrom, forenkles beregningen her til å virke som én samlet last.

Ifølge pkt. 6.1.2 [7] skal følgende krav overholdes:

$$F_{v,Ed} \leq \mu_d \cdot \sigma_{p,min} \cdot h, \text{ for et lamellsnitt}$$

hvor:

$F_{v,Ed}$ er trykk per lengdeenhet

μ_d = friksjonskoeffisienten for limtre mot limtre = 0,3 tab. 6.1 [7]

$\sigma_{p,min}$ = er minimum oppspenningskraft = 0,4 N/mm²

h = er tykkelsen på lamellene = 600 mm

Trykket ganges med lastfaktoren for nyttelaster lik 1,5 og vi får:

$$1,5 \cdot 2 \cdot 75 / 1160 \leq 0,3 \cdot 0,4 \cdot 600 \cdot 10 \text{ lameller}$$

$$1,5 \cdot 2 \cdot 75 \leq 0,3 \cdot 0,4 \cdot 600 \cdot 1160 \cdot 10$$

$$225 \text{ kN} \leq 835,2 \text{ kN} \rightarrow \text{tilstrekkelig motstand mot hjultrykk}$$

Kontroll av oppspenningslengde

Bruker 26,5 mm Dywidag-stag for oppspenning av dekket. Oppspenning i hele dekket skal være lik $\sigma_{\text{dekket}} = 1 \text{ MPa} = 1 \text{ N/mm}^2$.

$$N_{d,\text{tot}} = \sigma_{\text{dekket}} \times A_{\text{dekket}}$$

Der:

$N_{d,\text{tot}}$ = den totale spennkraften i dekket

A_{dekket} = arealet av dekket.

$$A_{\text{dekket}} = L \cdot h$$

Der:

L = lengden av dekket = 85 meter

h = høyden av limtre lamellen = 0,6 meter

$$A_{\text{dekket}} = 85 \text{ 000 mm} \cdot 600 \text{ mm} = 5,1 \cdot 10^7 \text{ mm}^2$$

$$N_{d,\text{tot}} = 1 \text{ N/mm}^2 \cdot 5,1 \cdot 10^7 \text{ mm}^2 = 5,1 \cdot 10^7 \text{ N}$$

Denne kraften skal fordeles over alle de forspente stagene. Vanlig oppspenningslengde for spennarmerte tredekker er 0,5 – 0,8 m. Her settes avstanden til 0,6 m.

Antall nødvendige stag blir:

$$n = L/c - 1 = 85/0,6 - 1 = 141 \text{ stag.}$$

Deretter fordeles den totale kraften på antall stag for å finne oppspenningskraft pr. spennarmering:

$$N_d = \text{kraft per spennarmering} = 5,1 \cdot 10^7 / 141 = 361 \text{ 702,1 N}$$

Kravet som skal overholdes er:

$$N_d/A \leq f_y/\gamma_{m0}$$

hvor $f_y = 950 \text{ N/mm}^2$ for 26,5 mm Dywidag-stag ifølge Dywidag Norge.

$$A = \text{arealet av spennstagsverrsnittet} = \pi * 13,25^2 = 552 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_{m0} = 1,05 \text{ iht. NS-EN 1993 -1 -1}$$

$$361\,702,1/552 \leq 950/1,05$$

$$655,26 \leq 904,76 \text{): OK}$$

Det er tilstrekkelig med $c/c = 0,6 \text{ m}$ dersom det benyttes Dywidag-stag $\varnothing = 26,5 \text{ mm}$.

Buttskjøter

Ifølge pkt. 6.1.2 (10) [7] skal det ikke opptre mer enn én buttskjøt for hver fjerde lamell innenfor en lengde gitt ved:

$$L = \text{den minste av} \begin{cases} 2*d, \\ 30*t, \\ 1,2\text{m} \end{cases}$$

hvor $d =$ lengden mellom forspenningen, $t =$ tykkelsen av lamellene i spennretningen

$$L = \text{den minste av} \begin{cases} 2*0,6 \\ 30*0,1 \\ 1,2\text{m} \rightarrow \mathbf{1,2 \text{ meter}} \end{cases}$$

Det skal ikke opptre mer enn én buttskjøt for hver fjerde lamell innenfor 1,2 meter.

Formel for glidning mellom lameller

Følgende krav skal oppfylles:

$$\sqrt{(V_v / \mu_{90,d})^2 + (V_h / \mu_{0,d})^2} \leq \sigma_{p,\min,l\ddot{o}p} \text{ pkt. 5.5.4.2.3 [1]}$$

Her er:

$\mu_{0,d}$ = dimensjonerende friksjonskoeffisient parallelt med fiberretningen = 0,25, fra tabell 5.6 [1]

$\mu_{90,d}$ = dimensjonerende friksjonskoeffisient normalt på fiberretningen = 0,3, fra tabell 5.6 [1]

V_v = vertikalt skjær per løpemeter (plateskjær) jevnt fordelt over høyden.

V_h = horisontalt skjær per løpemeter (skiveskjær) med parabolisk fordeling over platebredden

$\sigma_{p,\min,l\ddot{o}p}$ = minste spennkraft (etter alle tap) per løpemeter = $0,4 \cdot n \cdot N_d$, hvor: 0,4 er kapasiteten etter 60 % spenntap, n = antall staver = 141, N_d = kraft per spennarmering = 361,7 kN

Hva disse uttrykkene for V_v , V_h og $\sigma_{p,\min,l\ddot{o}p}$ skulle tolkes som, og hvordan de skulle beregnes, ble tatt i samråd med Stein Egil [12]. Det ble da kommet frem til følgende tolkning og beregningsmetoder:

V_v består av: Nyttelast, egenlast og tilleggslast. Den mest kritiske lastkombinasjonen er med nyttelasten som dominerende last. Bruker her den jevnt fordelte trafikklaster for kjørefelt 1, 2 og restarealet. Dette gir:

$$\text{Nyttelast: } 1,5 \cdot (9 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} + 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 3 \text{ m} + 2,5 \text{ kN/m}^2 \cdot 2 \cdot 1,6 \text{ m}) = 63,75 \text{ kN/m}$$

$$\text{Egenlast: } 1,2 \cdot (5,2 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,6 \text{ m} \cdot 10 \text{ m}) = 37,44 \text{ kN/m}$$

$$\text{Tilleggslast, her slitelaget: } 1,2 \cdot 2 \text{ kN/m}^2 \cdot 10 \text{ m} = 24 \text{ kN/m}$$

Til sammen blir dette: $q_v = 125,19 \text{ kN/m}$

Betraktes som last på fritt opplagt bjelke, og skjærkraften blir $q_v \cdot l / 2$,

hvor l = lengden av dekket

$q_v \cdot l / 2 = 125,19 \cdot 85 / 2 = 5320,58$ kN. Per løpemeter (bruens bredde) blir skjærkraften $V_v = 5320,58 / 10 = 532,06$ kN/løpemeter.

V_h består av: Bremselast, andel bremselast (25 %), slingrelast og vindlast. Den mest kritiske lastkombinasjonen er med bremselasten som dominerende last. Dette gir:

Bremselast fra kjøretøy: $2 \cdot \text{lastfaktor} \cdot \text{aksellast} \cdot \mu_f = 2 \cdot 1,5 \cdot 300 \cdot 0,9 = 810$ kN

hvor:

$\mu_f =$ friksjonskoeffisient mellom dekk og tørr asfalt = 0,9 [12]

Andel bremselast: $810 \cdot 0,25 = 202,5$ kN

Slingrelast: $1,5 \cdot 0,7 \cdot 100 = 105,0$ kN

Vindlast på dekket og begge rekkverkene: $q_{h,dr} = 0,93 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,6 \cdot 85 + 2 \cdot (0,93 \text{ kN/m}^2 \cdot (0,3 \cdot 85 + 0,13 \cdot 85)) = 115,41$ kN

$1,5 \cdot 0,6 \cdot 115,41 = 103,87$ kN

For glidning mellom lamellene er det mest kritisk at lastene angriper på midten av den fritt opplagte bjelken. Da blir lasten: $810 + 202,5 + 105 + 103,87 = 1221,37$ kN. Skjærkraften blir da: $P_h / 2 = 1221,37 / 2 = 610,69$ kN. Per løpemeter (bruens bredde) blir skjærkraften $V_h = 610,69 / (0,9 \cdot 10) = 67,85$ kN/løpemeter

I denne kontrollen for glidning mellom lameller skal de horisontale skjærkreftene virke parabolisk over tverrsnittet. Denne skjærkraften kan likevel settes til å virke rektangulært over tverrsnittet ifølge Håndbok 185, men da kun over 0,9 ganger tverrsnittet.

$$\sqrt{(532,06/0,3)^2 + (67,85/0,25)^2} \leq 0,4 \times 141 \times 361,7 / 10$$

$1794,18 \leq 2041,7$): OK

Dekket bestod kontroll for glidning mellom lamellene.

5.2 Tverrbærere

Vekt av tverrbærere

Egenvekt HEB 1100 er 334 kg/m [8]. For en 11,5 meter lang tverrbærer blir vekten lik $334 \cdot 11,5 \cdot 9,81 = 37,68 \text{ kN}$. For hver bue blir vekten av tverrbæreren i Focusmodellen halvparten, 18,84 kN per tverrbærer.

Siden tverrbæreren får et noe slankere tverrsnitt mot endene regnes det i denne oppgaven med en egenvekt på 334 kg/m som et mål på gjennomsnittsvekten over bjelken, selv om flensene er forsterket mot vipping.

Kontroll av tverrbærer

En tverrbærer på 11,5 meter, type HEB 1100. Avstanden mellom tverrbærerne som bærer dekket er om lag 4 meter.

Lastene som virker på tverrbærer er: Hjullast fra kjøretøy i hver retning, aksellasten er 300 kN.

Dette gir fire laster som hver er på 150 kN, dersom man regner med at to og to hjulpar hver på 75 kN virker sammen. Det er hjullasten som er mest kritisk, ikke den jevnt fordelte lasten.

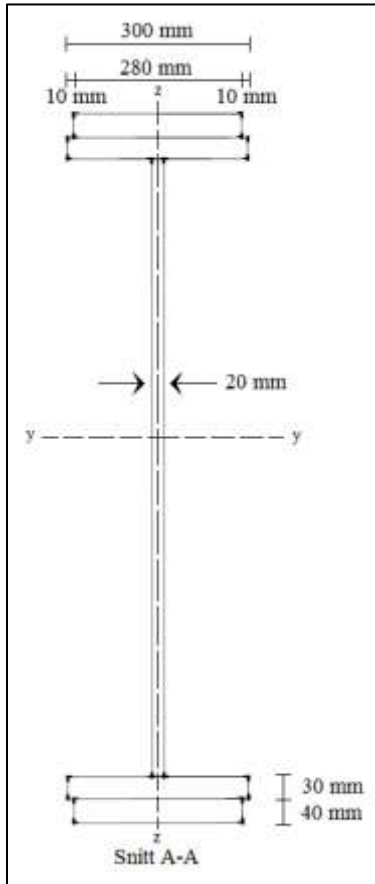
Hjullastene plasseres som følger; den første 2,2 meter til høyre for senter tverrbærer, den andre 0,2 m til høyre for senter, den tredje 0,2 meter til venstre for senter, og den fjerde 2,2 meter til venstre for senter. Dette for å representere de opptredende kjøretøyene på en god måte i verst tenkelig situasjon.

I tillegg kommer vekt av dekket, som er ca. $5,2 \text{ kN/m}^3 \cdot 4,0 \text{ m} \cdot 0,6 \text{ m} = 12,48 \text{ kN/m}$. Slitelaget må også legges til, som er gitt ved $2 \text{ kN/m}^2 \cdot 4,0 \text{ m} = 8 \text{ kN/m}$. Her er 4,0 m er dekkets virkende bredde på tverrbærer, 0,6 m er tykkelsen av dekket. Dette gir 20,48 kN/m egenvekt.

Beregninger i Focus [14] viser at tverrbæreren har tilstrekkelig momentkapasitet, men er ømfintlig for vipping. Derfor kreves en ekstra forsterkning av trykkflensen. Dette er den måten som er enklest med tanke på å hindre vipping, siden det å avstive mot vipping ved å feste tverrbæreren til dekket ikke er ønskelig. Det opptredende momentet i bjelken på grunn av lastene er rett i underkant av $M_{\text{maks}} = 2600 \text{ kNm}$ etter en rask beregning i Focus. Bjelken holder riktignok for nedbøyning, med en forskyvning på 14,2 mm, der tillatte nedbøyning er på $l/350$ som gir $11500/350 = 32,8 \text{ mm}$.

Kontrollen mot vipping blir som følger ved å vise at $N_d > N$

Tverrsnittet av HEB 1100- bjelken trenger å forsterke trykkflensen mot vipping. Det blir da sveist på to ekstra stålplater, en på overflens og en på underflens, der bjelken trenger den ekstra kapasiteten. Forsterkningene har dimensjon 280x40mm.



Figur 5.1 – Tverrsnitt av HEB 1100-bjelke med forsterkninger av flensene

Det nye arealtreghetsmomentet om sterk akse blir da opprinnelig pluss ekstra treghetsmoment:

$$I_{y-y} = 8015000000 + 2 * (280 * 40^3) / 12 + 2 * 280 * 40 * (1100/2 + 40/2) = 1,52957 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

$$\sigma_m = M_{\text{maks}} / I_{y-y} * (h-t) * 0,5$$

der:

h = høyden på HEB 1100-bjelken og forsterkningen

t= tykkelsen flensene

$$\sigma_m = 2600000000/15295700000*(1180-116)*0,5 = 90,43 \text{ N/mm}^2$$

Arealet av trykkflens pluss forsterkning:

$$A_{\text{trykkflens}} = 280*40 + 300*36 = 22000 \text{ mm}^2$$

$$N = A_{\text{trykkflens}} * \sigma_m = 22000*90,43 = 1989,46 \text{ kN}$$

I_{z-z} = arealtrehetsmomentet om vertikal akse for trykkflens pluss 1/3 av steget=

$$40*280^3/12 + 36*300^3/12 + 1/6*(1100-2*36)*20^3/12 = 1,5428755*10^8$$

$$A_{\text{tverrsnitt}} = \text{arealet av tverrsnittet beskrevet for } I_{z-z} = 40*280 + 300*36 + 1/6*1028*20 = 25426,67 \text{ mm}^2$$

Relativ slankhet λ_f er gitt ved NS 1993-1-1 pkt. 6.3.2.4(1)

$$\lambda_f = k_c * L_c / i_{f,z} * \lambda_1 \text{ hvor:}$$

$$k_c = 0,94 \text{ fra tabell 6.6 NS-EN 1993 -1-1 2005}$$

$$L_c = \text{lengden av bjelken} = 11500 \text{ mm}$$

$$i_{f,z} = \sqrt{I_{z-z} / A_{\text{tverrsnitt}}} = 1,548*10^8 / 25426,67 = 77,89$$

$$\lambda_1 = \pi * \sqrt{E / f_y} = 210000 / 355 = 76,41$$

$$\lambda_f = 0,94 * 11500 / 77,89 * 76,41 = 1,816$$

Fra figur 6.4 får man reduksjonsfaktor $\chi = 0,25$

$$N_d = f_y / 1,1 * \chi * A_{\text{tverrsnitt}} = 355 / 1,1 * 0,25 * 25426,67 = 2051,5 \text{ kN}$$

$N_d > N \rightarrow 2051,5 > 1989,46$, og bjelken holder mot vipping.

5.3 Nedbøyning

Nedbøyning av limtredekket

Her tas det utgangspunkt i nedbøyning av en limtre lamell fra dekket. Lamellen har dimensjon 100*600mm. Dette blir da en forenklet situasjon, men selv om den er forenklet er det en fullt holdbar måte å angripe problemet på. Det som taler imot å kun se på en av limtre lamellene isteden for en plateanalyse av dekket, er at når man gjør det får man ikke med effekten av at limtre lamellene virker sammen. Det er da altså tverrkontraksjonen man ikke får tatt hensyn til, og denne metoden blir da noe konservativ. Som kjent vil en toveisplate som belastes med en jevnt fordelt last få størst nedbøyning ved de kantene som ikke har understøtte sammenlignet med midten av platen. Ved kun å se på en av limtre lamellene blir nedbøyningen lik som for denne kanten av platen.

Det er naturlig å plassere andelen av hjullasten på midten av lamellen for å få størst mulig nedbøyning. Denne nedbøyningen skal ikke overstige 1/350. Det er likevel et poeng at ved denne nedbøyningen vil det bli trykk i slitelaget (asfalten). Det er mer kritisk hvis det oppstår strekk i slitelaget som da kan sprekke opp. Fuktighet kan da trenge inn i slitelaget og videre oppsprekking er vanskelig å unngå. Trenger fuktigheten også ned i dekket på grunn av oppsprekking av slitelaget, vil det bli stående fuktighet i dekket siden det ikke tørker opp slett. For å unngå at slitelaget sprekker opp er det satt som krav en maksimal nedbøyning, eller rettere sagt deformasjon, på 1/500 der det kan oppstå strekkrefter i slitelaget. Det er da over tverrbærerne at denne deformasjonen som skaper strekk i slitelaget kan tenkes å oppstå. Lengden som det stilles krav til er lengden mellom punktene der dekkets deformasjon skifter fra strekk til trykk som vist på figur 5.3.

Densiteten til limtre lamellene er $5,2 \text{ kN/m}^3$.

Slitelaget har en egenvekt lik 2 kN/m^2 .

Egenvekten per meter for en limtre lamell med slitelag blir da:

$$q = 5,2 * 0,6 * 0,1 + 2 * 0,1 = 0,51 \text{ kN/meter limtre lamell.}$$

For en bjelke med jevnt fordelt last er maks øyeblikkelig nedbøyning:

$$U_{\text{inst,Q}} = 5 \cdot q \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot I$$

Her er;

q=egenvekten per meter,

l= lengden mellom tverrbærerne= 4,0 m,

E=E-modulen til limtre GL40C = 14300N/mm²,

$$I = bh^3/12 = 100 \cdot 600^3 / 12 = 1800000000 \text{ mm}^4$$

Dette gir en nedbøyning lik:

$$U_{\text{inst,Q}} = 5 \cdot 0,51 \cdot 4000^4 / 384 \cdot 14300 \cdot 1800000000 = 0,07 \text{ mm}$$

0,07mm er øyeblikkelig nedbøyning. Den endelige nedbøyningen $U_{\text{fin,Q}}$ finnes ved å legge til

$$1 + w_{2,1} \cdot k_{\text{def}} \text{ slik at } U_{\text{fin,Q}} = 5 \cdot q \cdot (1 + w_{2,1} \cdot k_{\text{def}}) \cdot l^4 / 384 \cdot E \cdot I$$

$$w_{2,1} = 0,3 \rightarrow [5]$$

$k_{\text{def}} = 0,8$ for limtre, klimaklasse 2 \rightarrow tabell 3.2 [3]

$$U_{\text{fin,Q}} = 5 \cdot 0,51 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) \cdot 4000^4 / 384 \cdot 14300 \cdot 1800000000 = 0,09 \text{ mm}$$

Denne verdien, sett i sammenheng med tillatt nedbøyning $l/350 = 4000/350 = 11,4 \text{ mm}$, er så liten at vi ser bort ifra nedbøyningen som kommer fra egenvekten.

Hjullasten fra et hjulpar, og her er valgt til å opptre på ett og samme sted, er på 150kN, men den virker over en effektiv lengde lik 1060mm. Lasten som dermed virker på kun den ene lamellen blir:

$$F = 150 \cdot 100 / 1060 = 14,15 \text{ kN}$$

En kraft som virker på midten av en fritt opplagt bjelke vil gi en maks nedbøyning lik:

$$F \cdot l^3 / 48 \cdot E \cdot I$$

F er kraften, altså hjullasten som virker på lamellen

$$U_{\text{fin,H}} = F \cdot (1 + w_{2,1} \cdot k_{\text{def}}) \cdot l^3 / 48 \cdot E \cdot I =$$

$$14150 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) \cdot 4000^3 / 48 \cdot 14300 \cdot 18000000000 = 0,91 \text{ mm.}$$

Lamellen holder i bruksgrensetilstanden da nedbøyning = 0,91 mm < 11,4 mm

I stedet for å se på hjullasten kan man også se på den jevnt fordelte lasten som er 9 kN/m².

På en lamell blir lasten:

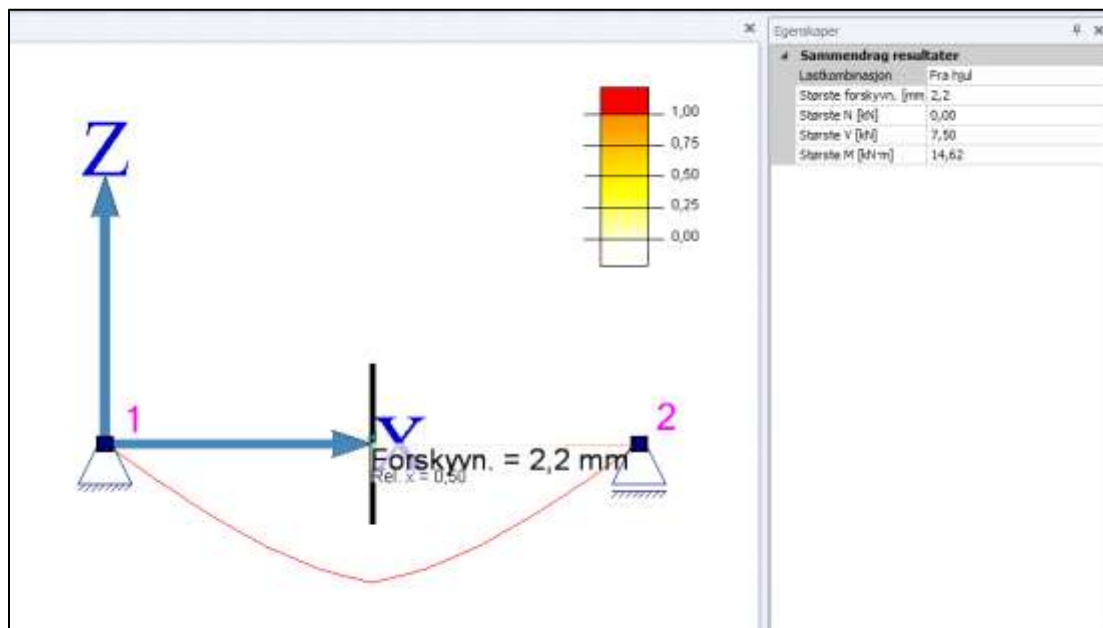
$$q_{\text{last}} = 9 \cdot 0,1 = 0,9 \text{ kN/meter}$$

Dette gir en nedbøyning lik:

$$U_{\text{fin,q,last}} = 5 \cdot 0,9 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) \cdot 4000^4 / 348 \cdot 14300 \cdot 18000000000 = 0,16 \text{ mm}$$

Denne er vesentlig lavere, og tar derfor hjullasten i betraktning ved kontroll av nedbøyning.

Ved kontroll i Focus ble nedbøyningen som vist på figur 5.2:



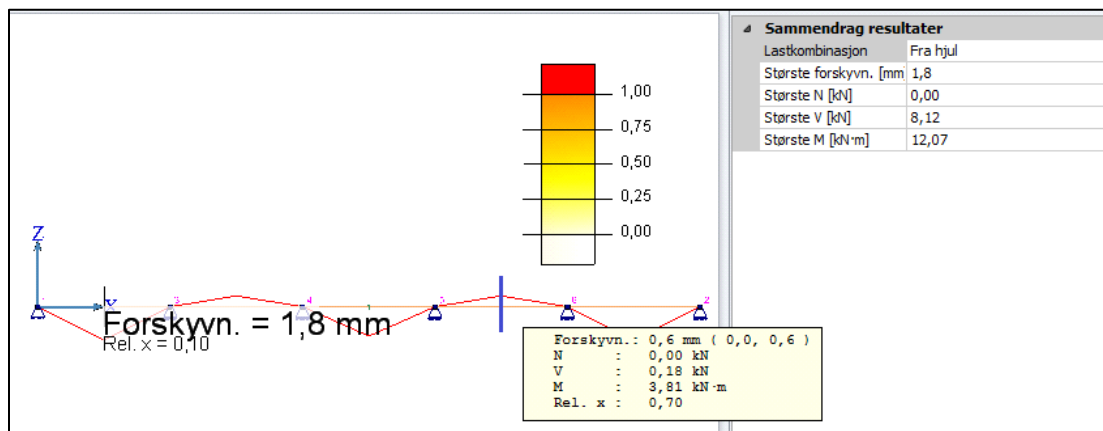
Figur 5.2 – Nedbøyningen av én limtre lamell fra hjullast, beregnet i Focus.

Forskjellene i resultatene mellom Focus og for hånd, skyldes at i Focus-modellen ble det tatt med tyngden av konstruksjonen, og at egenskapene til limtreet i Focus ikke er de samme som ble brukt ved gjennomregning. Det er det siste som har mest å si for resultatet. Blant annet er E-modulen for limtre mindre enn den som ble brukt ved utregningen, og det lot seg ikke endre i

programmet. Likevel viser resultatene fra begge beregningene at lamellen holder i bruddgrensetilstanden med tanke på nedbøyning.

For å se på effekten av at slitelaget kan få strekkrefter, ble et slikt tilfelle undersøkt i Focus. Det mest kritiske er å se på hjullaster, og plassere disse der det blir mest ugunstig. Det vil si at ved å se på deformasjonskurvene, finner man hvor kreftene bør stå for at de skal virke sammen for å få mest mulig deformasjon. Først ble det satt på en belastning 14,15 kN midt mellom to opplegg, og deformasjonskurven ble funnet som forventet.

Det ble deretter satt på laster på annethvert segment for å få samsvarende krefter som alle bidro til størst mulig deformasjon, og resultatet sees i figur 5.3.



Figur 5.3 – Deformasjon når flere hjullaster virker sammen.

Deformasjonen ble større i figur 5.3 enn ved forsøket med kun en hjullast. Det som var det interessante resultatet er merket med en blå linje, nemlig deformasjonen som gir strekk i slitelaget. Denne er 0,6 mm. Kravet er $1/500$, noe som gir $4000/500 = 8$ mm maks deformasjon. Denne lamellen da holder også for deformasjon som gir strekk i slitelaget i bruddgrensetilstanden.

5.4 Rekkverk

Rekkverksbjelkene er festet til tverrbærerene, med avstanden $85/21 = 4,0$ meter. Bjelkene som holder rekkverket skal motstå en kraft på 100kN som angriper 1,0 meter over dekket eller 100mm fra toppen av rekkverkssystemet, alt ettersom hva som er lavest. Det vil i dette tilfellet si $1,0 \text{ meter} + 0,68 \text{ meter (dekkets tykkelse)} = 1,0 + 0,68 = 1,68 \text{ meter}$.

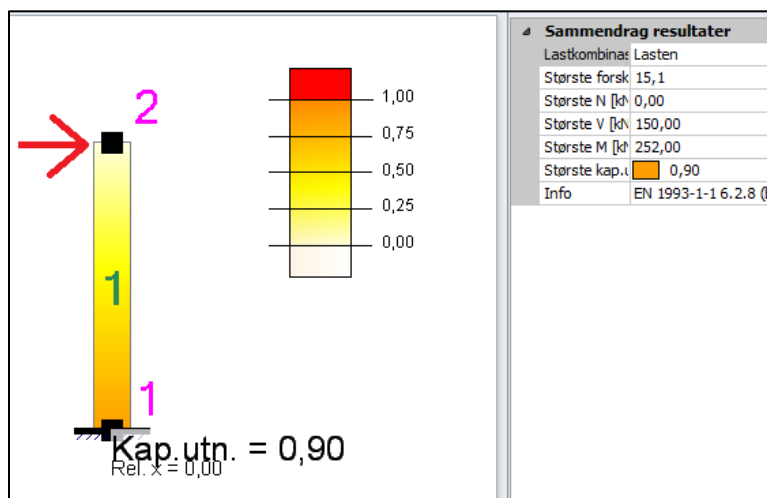
Kreftene på bjelkesøylen som holder rekkverket blir:

Skjærkraften: $V_{ed} = 1,5 * 100 = 150 \text{ kN}$

Momentet: $M_{ed} = 1,5 * 100 * 1,68 = 252,0 \text{ kNm}$

Kontroll i Focus konstruksjon:

HEB 220-bjelke gir gunstigste utnyttelsesgrad med 90 %. Det er da momentet som er dimensjonerende.



Figur 5.4 – viser kapasiteten til rekkverksbjelken, beregnet i Focus.

Vekten av rekkverket som virker på hver tverrbærer blir om lag (ser vekk fra vekten av bolter og skruer):

Ca. $0,6+1,1 = 1,7$ meter lang HEB 200-bjelke

HEB 220 har en egenvekt på $61,3 \text{ kg/m}$ [8]

$$F_{\text{HEB}} = 1,7 * 61,3 * 9,81 = 1,02 \text{ kN}$$

Limtrebjelkene har en egenvekt på $5,2 \text{ kN/m}^3$. Fra figur 3.6 ble dimensjonene til limtreet hentet, og kraften F_{limtre} beregnet til:

$$F_{\text{limtre}} = 5,2 * 4,0 * (0,1 * 0,1 + 0,247 * 0,3 + 0,13 * 0,125) = 2,11 \text{ kN}$$

Totalvekt av rekkverket blir:

$$F_{\text{rekkverk}} = F_{\text{HEB}} + F_{\text{limtre}} = 1,02 + 2,11 = 3,13 \text{ kN på hver tverrbærer.}$$

Vekt av tverrbærere

Som nevnt tidligere er egenvekten til HEB 1100, 334 kg/m . For en $11,5$ meter lang tverrbærer blir vekten lik: $334 * 11,5 * 9,81 = 37,68 \text{ kN}$. For hver av de to buene blir vekten av tverrbæreren i Focus-modellen halvparten, $18,84 \text{ kN}$ per tverrbærer.

Vekten av hver tverrbærer pluss tilhørende rekkverk blir: $18,84 + 3,13 = 21,97 \text{ kN}$

5.5 Bæresystem

Bæresystem buer

Hvordan utformingen av bæresystemet kan være kommer frem av forsøk i program og konklusjoner. En enkel måte å se på et slikt brusystem er å tenke seg at dekket er én del, og bæresystemet en annen. Det vil da si at dekket og bæresystemet dimensjoneres hver for seg. Dekket tar opp alle laster som virker på det, slik som trafikklaster, vind, snø og lignende. Bæresystemet i dette tilfellet har som oppgave å bære dekket, samt å stabilisere seg selv mot vindkrefter, jordskjelv og lignende.

En annen måte å konstruere en slik bru kan være å få dekket og bæresystemet til å virke sammen. Det kan være ved at dekket hjelper til med stabilisering av bæresystemet mot for eksempel vind.

Den konstruksjonsmåten som er valgt for bruene i denne oppgaven er et forspent limtredekke hvilt på tverrbærere av stål, båret av et bæresystem av limtre. Her er dekket dimensjonert for seg selv, og bæresystemet for seg selv. Bæresystemet er tenkt som to deler som bærer dekket på hver sin side. Disse er avstivet sideveis ved hjelp av fagverk mellom seg.

Først beregnes de vertikale kreftene som virker på én av de to delene av bæresystemet. Dette er da halve trafikklasten på dekket i tillegg til halve egenlasten av dekket. Man får slikt et innblikk i hvordan bæresystemet vil se ut, og om man får en konstruksjon som kan bli hensiktsmessig gjennomført. Deretter ser man på stabiliseringen mellom disse. Det er fort å tenke seg at buer er et godt forslag for utforming av bæresystemet, da enten som massive limtrebuer eller som fagverksbuer.

Den første mulige oppbyggingen av bæresystemet er massive limtrebuer. Etter å ha sett på hvordan kreftene fordeler seg, utseende, nødvendige tverrsnitt og kompleksitet ble dette alternativet vurdert. Det man kan konkludere med for et slikt bæresystem for Skøyten bru er følgende:

Impregnering med kreosot lar seg ikke gjennomføre på konstruksjonsdeler lengere enn cirka 15 meter. Dette fordi at utstyret som brukes ved impregnering med kreosot ikke er lengere. Dermed vil en bue som skal spenne 85 meter måtte bestå av flere mindre deler. Disse delene av buen må skjøtes av momentstive ledd. Dette vil føre til en dyr konstruksjon. Selvsagt er det ikke umulig å lage en slik bue med innslissede plater og dybler, men et kostbart alternativ. Det særlig satt i sammenheng med behovet for veldig kraftige tverrsnitt for limtrebuen. Resultatene fra en slik konstruksjonsmetode i kapittel 7.1.

5.6 Knutepunkter

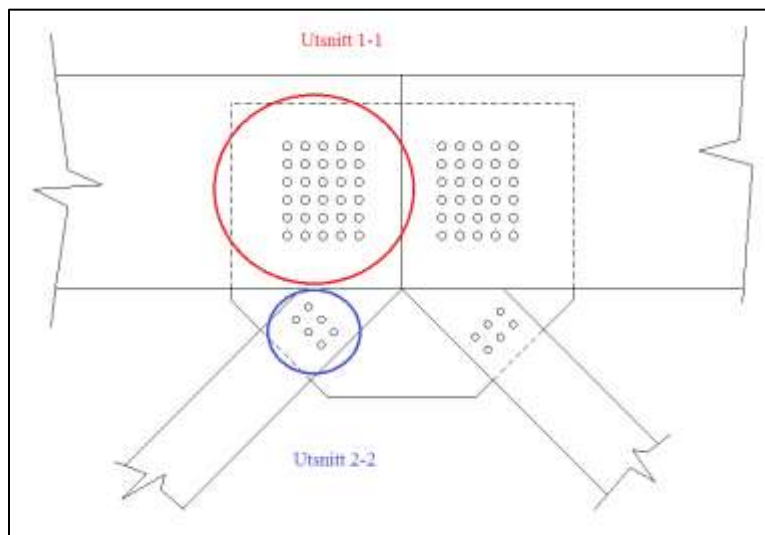
Ved undersøkelse av modellen i Focus ble det funnet de største lastene i knutepunktene ved forskjellig plassering av skjevlaster på buen. Det ble plukket ut et par knutepunkt som skulle representere det verst tenkelige tilfellet.

Knutepunkt 1

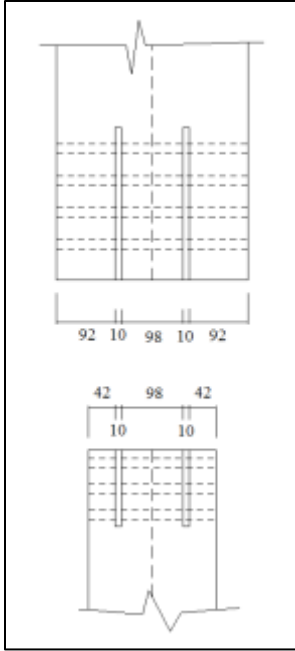
Dette knutepunktet representerer skjøt mellom to limtrebuer i den øverste delen av fagverksbuen og fagverksbjelkene som kommer inn på samme sted. Aksialkrefter som opptrer her i knutepunktene ble hentet ut fra Focus. De kreftene som er regnet på opptrer ved det verst tenkelige tilfellet av skjevlast på buen, for knutepunktene i den øverste buen. Fagverksbjelkene blir utsatt for strekkrefter, men de er forskjellige alt etter hvor de befinner seg på buen. Den største strekkraften i en av fagverksbjelkene ble funnet til å være 312 kN. Kraftresultanten 90 grader på limtrebuene fra de to fagverksbjelkene som opptrer i et og samme knutepunkt, ble funnet ved et knutepunkt der begge fagverksbjelkene stod med omtrent 45 graders vinkel og hadde en strekkraft på ca. 220 kN. Kraftresultanten $q_{90,1}$ ble da også:

$$q_{90,1} = \cos(45) * 220 * 2 = 312 \text{ kN.}$$

Aksialkraften i limtrebuene ble funnet til på det meste å være $q_{0,1} = 1964 \text{ kN}$.



Figur 5.5 – Skisse av knutepunkt 1, med utsnitt 1-1 og 2-2.



Figur 5.6 – Snitt av de innslissede stålplatene med dybler, fra henholdsvis utsnitt 1-1 og 2-2 fig. 5.5.

For å finne kraften stavdyblene må ta opp, må en regne ut kraftresultanten i buen med $q_{90,1}$, og $q_{0,1}$:

$$\sqrt{q_{0,1}^2 + q_{90,1}^2} = \sqrt{1964^2 + 312^2} = 1988,6 \text{ kN.}$$

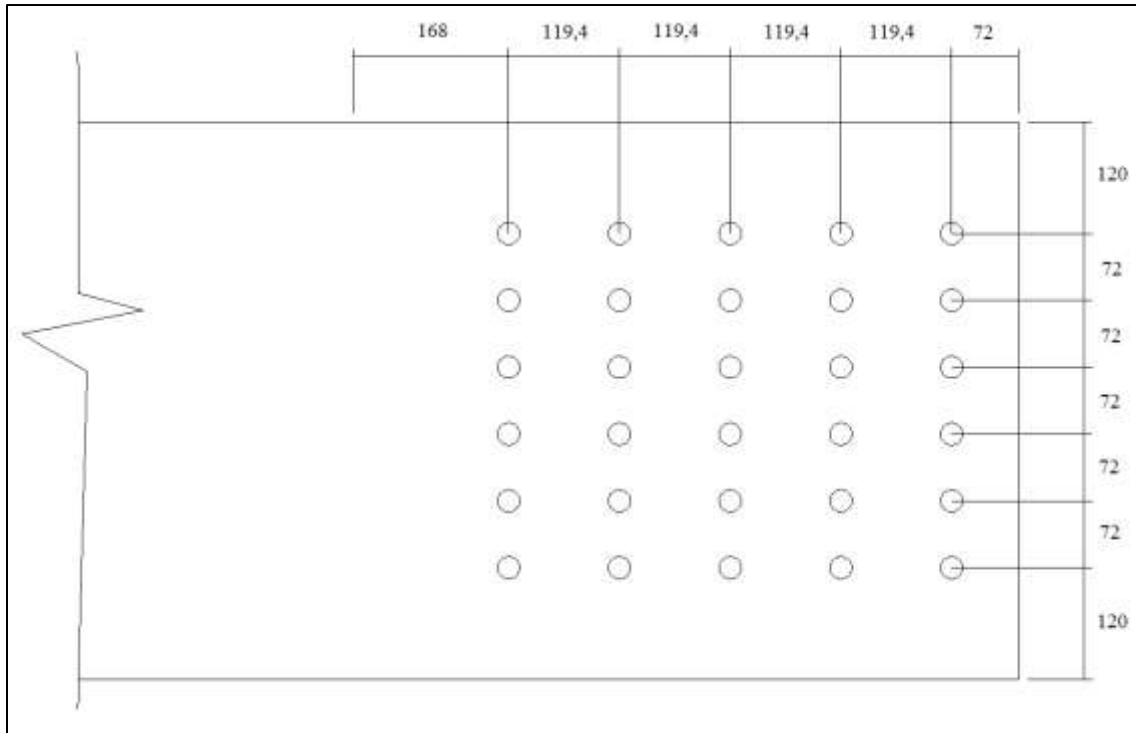
For utsnitt 1-1 figur 5.5, ble kapasiteten per dybel 33,9 kN lest ut fra tabell 5.8 [13], etter mål fra figur 5.6. Tabell 5.8 [13] omhandler kapasiteter der kraftresultanten virker opp mot en vinkel på 45 grader på fiberretningen. Selv om dette er konservativt i med tanke på de faktiske forhold i dette tilfellet, der vinkelen på fiberretningen ikke er på langt nær så stor, er dette i hvert fall på den sikre siden.

Antall dybler, Ø24 mm, per innslissede stålplate blir da:

$$1988,6/33,9 = 58,7$$

For 2 stålplater blir antall dybler:

$58,7/2 = 29,3$. Det gir 30 dybler per utsnitt. Disse dyblene plasseres 5x6 som vist på figur 5.7.



Figur 5.7 – Dybelplasseringer (Ø24mm) fra utsnitt 1-1 fig. 5.5.

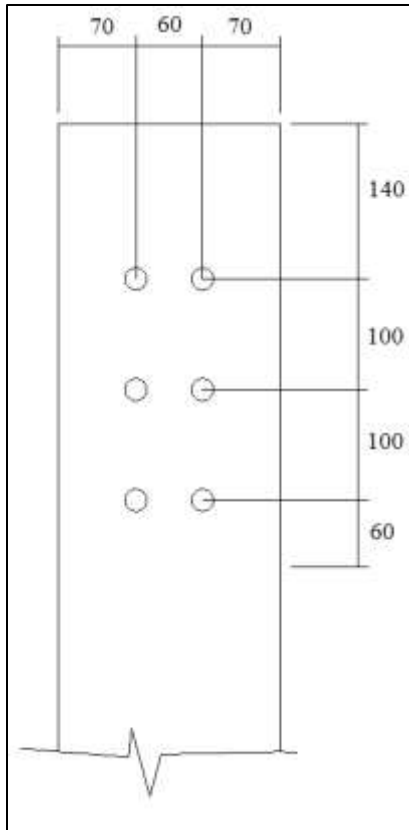
For utsnitt 2-2 figur 5.5, ble kapasiteten per dybel 26,6 kN ut fra tabell 5.8 [13], etter mål fra figur 5.6.

Antall dybler, Ø20 mm, per innslissede stålplate blir da:

$$312/26,6 = 11,7$$

For 2 stålplater blir antall dybler:

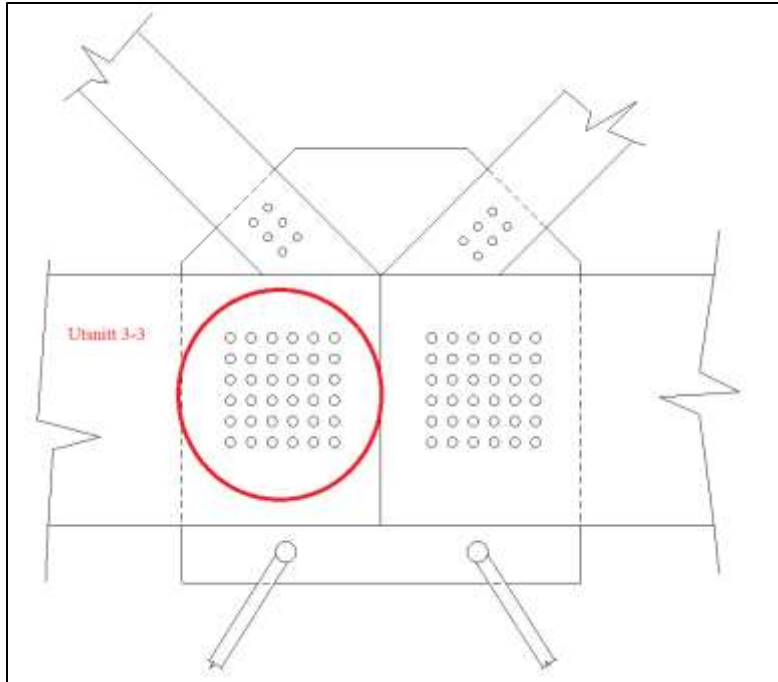
$11,7/2 = 5,85$. Det gir 6 dybler per utsnitt. Disse dyblene plasseres 2x3 som vist på figur 5.8.



Figur 5.8 – Viser dybelplasseringer ($\text{\O}20\text{mm}$) i utsnitt 2-2 fig. 5-5.

Knutepunkt 2

Dette knutepunktet er hentet fra den nedre limtrebuen i buefagverket, der hvor fagverksbjelkene og hengestengene møtes i skjøten mellom limtrebuene. Stavdybeldimensjoneringen og plasseringen for fagverksbjelkene blir som for knutepunkt 1, men for limtrebuene blir en noe høyere kraftpåvirkning. Aksialkreftene i limtrebuene er her målt til $q_{0,2} = 2357,1$ kN hentet ut fra Focus-modellen. I strekkstagene ble den høyeste enkeltverdien funnet til 311,7 kN. Dette gjør at den passende dimensjonen på strekkstagene er Rundstål 40 mm. Den største opptredende resultantkraften vinkelrett på limtrebuen fra strekkstagene er på $q_{90,2} = 350$ kN, funnet i et av knutepunktene nær midten på buen.



Figur 5.9 – Skisse av knutepunkt 2, med utsnitt 3-3.

Kraften på stavdyblene i limtrebuen:

$$\sqrt{q_{0,2}^2 + q_{90,2}^2} = \sqrt{2357,1^2 + 350^2} = 2382,9 \text{ kN}$$

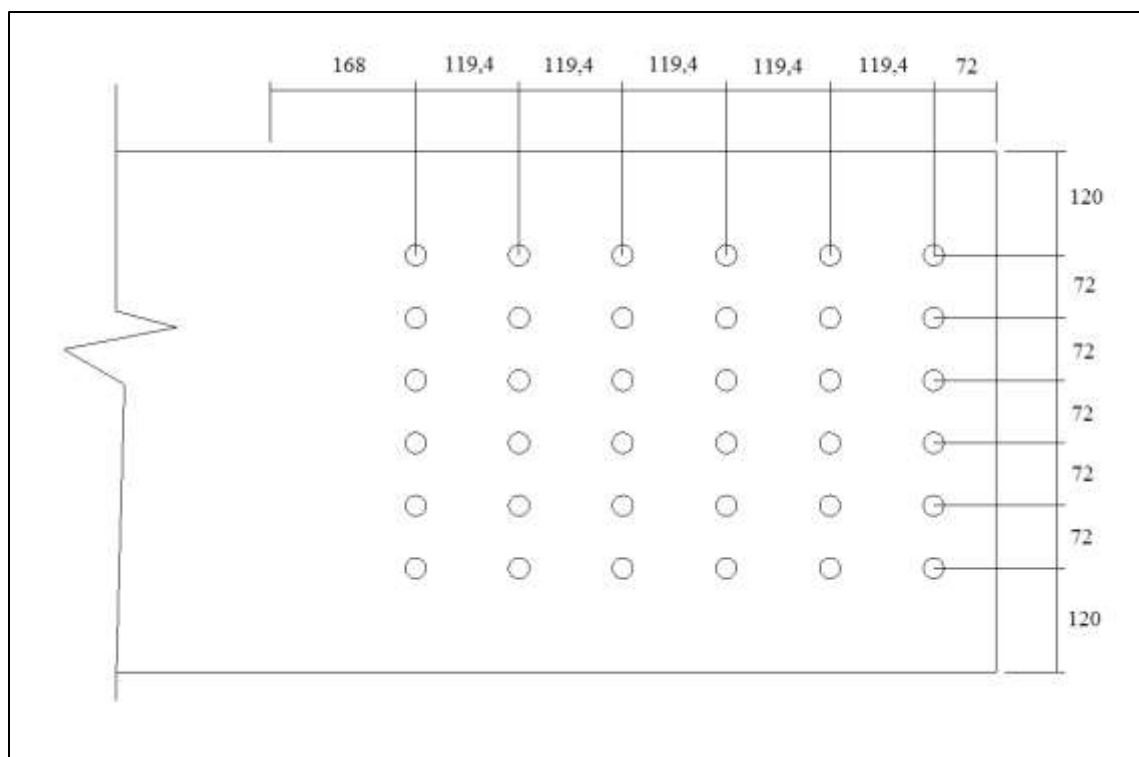
Som for utsnitt 1-1 i knutepunkt 1, ble kapasiteten til en dybel i utsnitt 3-3 hentet fra tabell 5.8 [13], også denne på 33,9 kN.

Antall dybler, Ø24 mm, per innslissede stålplate blir da:

$$2382,9/33,9 = 70,3$$

For 2 stålplater blir antall dybler:

$70,3/2 = 35,1$. Det gir 36 dybler per utsnitt. Disse dyblene plasseres 6x6 som vist på figur 5.10.



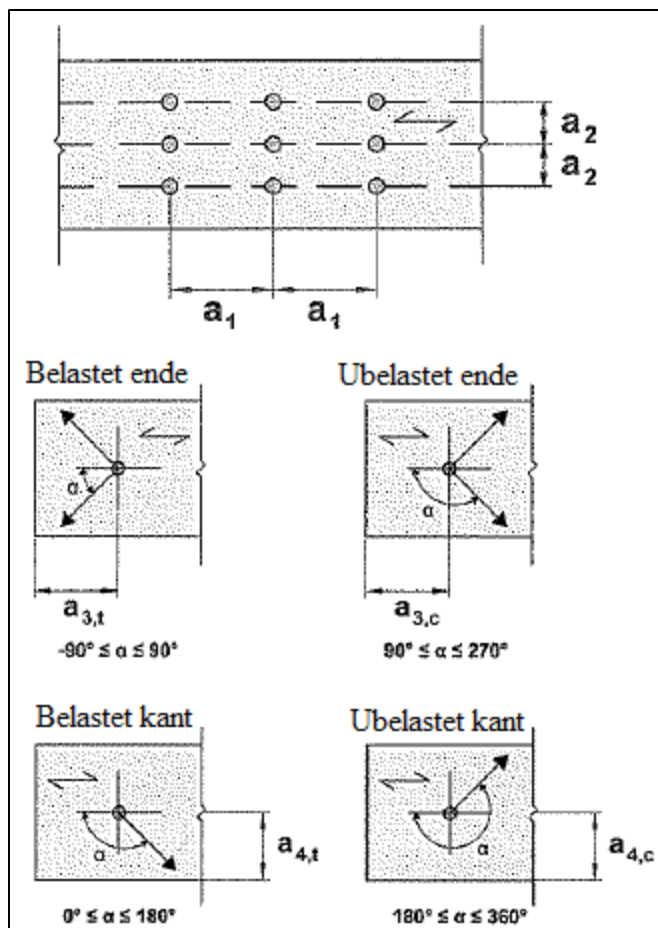
Figur 5.10 – Dybelplasseringer (Ø24mm) fra utsnitt 3-3 fig. 5.9.

Endeavstandene, kantavstandene og hullavstandene

Disse ble beregnet etter krav fra tabell 5.2 [13], gjengitt på figur 5.11.

Avstand mellom dybler og avstand til kant/ende	Vinkel mellom kraft- og fiberretning α	Minimumsavstand og kant-/endeavstand
a_1 Parallelt med fiberretning	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$(3 + 2 \cdot \cos \alpha)d$
a_2 Vinkelrett på fiberretning	$0^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$
$a_{3,t}$ Belastet ende	$-90^\circ \leq \alpha \leq 90^\circ$	størst av $(7d; 80\text{mm})$
$a_{3,c}$ Ubelastet ende	$90^\circ \leq \alpha < 150^\circ$	størst av $[(a_{3,t} \cdot \sin \alpha)d; 3d]$
	$150^\circ \leq \alpha < 210^\circ$	$3d$
	$210^\circ \leq \alpha \leq 270^\circ$	størst av $[(a_{3,t} \cdot \sin \alpha)d; 3d]$
$a_{4,t}$ Belastet kant	$0^\circ \leq \alpha \leq 180^\circ$	størst av $[(2 + 2 \cdot \sin \alpha)d; 3d]$
$a_{4,c}$ Ubelastet kant	$180^\circ \leq \alpha \leq 360^\circ$	$3d$

Figur 5.11 – Minimumsavstander mellom dybler og til kant eller ende, hentet fra tabell 5.2 [13]. Forklaringer til verdiene finnes i figur 5.12.



Figur 5.12 – Definisjoner og forklaringer av avstander og vinkler til figur 5.11. Hentet fra figur 5.3 [13] og 5.4 [13].

Vinkelen α ble beregnet til:

$\alpha = \tan^{-1}(312/1964) = 9,0$ grader for stavdyblene med diameter 24 mm. Dette er den krappeste kraftresultantvinkelen som oppstår i buen.

For stavdybler med diameter 24 mm blir avstandene:

$$a_1 = (3 + 2 \cdot \cos(9)) \cdot 24 = 119,4 \text{ mm}$$

$$a_2 = 3 \cdot 24 = 72 \text{ mm}$$

$$a_{3,t} = 7 \cdot 24 = \underline{168 \text{ mm}} > 80 \text{ mm}$$

$$a_{3,c} = 180 - 9 = 171^0 \rightarrow 3 * 24 = 72 \text{ mm}$$

$$a_{4,t} = (2 + 2 * \sin(171)) * 24 = 55,5 < 3 * 24 = \underline{72 \text{ mm}}$$

$$a_{4,c} = 3 * 24 = 72 \text{ mm}$$

For stavdybler med diameter 20 mm blir avstandene:

$$a_1 = (3 + 2 * \cos(0)) * 20 = 100 \text{ mm}$$

$$a_2 = 3 * 20 = 60 \text{ mm}$$

$$a_{3,t} = 7 * 20 = \underline{140 \text{ mm}} > 80 \text{ mm}$$

$$a_{3,c} = 180^0 \rightarrow 3 * 20 = 60 \text{ mm}$$

$$a_{4,t} = (2 + 2 * \sin(180)) * 24 = 40 < 3 * 20 = \underline{60 \text{ mm}}$$

$$a_{4,c} = 3 * 20 = 60 \text{ mm}$$

Alle minimumsavstandene er overholdt for både Ø20mm og Ø24mm dybler, slik som det kommer frem av figurene 5.7, 5.8, og 5.10.

5.7 Stabilisering

De kreftene som virker på buene sideveis er vindkrefter og kraft som følge av trykkrefter i buen. Det forspente limtredekket trenger ikke stabilisering sideveis fra buen i og med at buene og dekket er to separate systemer.

Kraften fra vinden er $0,93 \text{ kN/m}^2$. Belastning på buen fra vind blir da:

$$q_{\text{bue}} = 0,93 * 2 * 0,6 = 1,1 \text{ kN/m}$$

Vinden på fagverket imellom buene ble funnet ved å ta gjennomsnittslengden av bjelkene multiplisert med tykkelsen, for så å multiplisere med antall bjelker og dele på lengden av bruen:

$q_{\text{fagverk}} =$

$$2 \cdot (2,3 + 3,2 + 2,6 + 3,7 + 3,0 + 4,1 + 3,5 + 4,5 + 4,0 + 4,8 + 4,4 + 5,0 + 4,8 + 5,3 + 5,1 + 5,4 + 5,3 + 5,5) \cdot 36 / 85 = 0,33 \text{ kN/m}$$

Tilsammen blir vindbelastningen på fagverket lik:

$$q_{\text{vind}} = 1,1 + 0,33 = 1,43 \text{ kN/m}$$

Tilleggsbelastning fra normalkraften i buen er gitt ved pkt. 9.2.5.3 (1) [6]:

$$q_d = k_l \cdot (n \cdot N_d) / (k_{f,3} \cdot l)$$

der:

$$k_l = \text{minste verdi av; } 1,0 \text{ og } \sqrt{15/l} \rightarrow 1,0; \sqrt{15/85} = \underline{0,42}$$

$$n = \text{antall buer} = 2$$

N_d = gjennomsnittlig normalkraft

$k_{f,3}$ = modifikasjonsfaktor = 50 for limtre pkt. 9.2.5.3 [6]

l = lengden av buen = 85 meter

N_d = verdier i de to buene hentet fra Focus: $(1850 + 1850 + 1800 + 2400 + 2400 + 1700) / 6 = 2000 \text{ kN}$

$$q_d = 0,42 \cdot (2 \cdot 2000) / (50 \cdot 85) = 0,45 \text{ kN/m}$$

NS-EN 1991 -1 -1:2005/NA:2009 pkt. 7.6 omhandler en kraftfaktor som skal gjelde for rektangulære tverrsnitt. Slik jeg forstår det omhandler de faktorene som inngår der endeffekter av tverrsnittene. Siden strømming av vind ikke skjer om endene som beskrevet i standarden, tolker jeg det som at denne endeffekten ikke omhandler mine tverrsnitt. Derfor settes denne kraftfaktoren lik 1,0. Dermed er det kun vindtrykket og tilleggsbelastning fra normalkraften som må tas hensyn til med tanke på stabiliseringen:

$$Q_{\text{sidekraft}} = q_{\text{vind}} + q_d = 1,43 + 0,45 = 1,88 \text{ kN/m}$$

Buene stabiliseres med et k-fagverk av limtrebjelker med tverrsnitt $160 \cdot 160 \text{ mm}$. Nær endene er det riktignok nødvendig med limtrevverrsnitt på $200 \cdot 200 \text{ mm}$ for å ta opp de respektive kreftene.

Fagverket vil i endene av buen rage 6,0 meter over kjørebanelen. K-fagverksbjelkene festes til buene ved hjelp av innslissede plater, noe forskjøvet fra fagverksbuens respektive knutepunkter for å unngå konflikt ved innfesting. Siden tverrsnittet av k-fagverksbjelkene er såpass mindre enn tverrsnittet til buene, er det god plass for å utføre dekkning med nok fall, slik at man unngår at vann blir stående.

Resultatene fra Focus for stabiliseringen, se kapittel 7.2.

Utbøyningen bør ikke overskride $1/500$ pkt. 9.2.5.3 (2)[6]

$85000/500 = 170,0$ mm. Dette er mindre enn opptredende forskyvning på 134,6 mm, fra kapittel 7.2.

6 Modell

Generelt om modellen

En enkel måte å se på et slikt brusystem er å tenke seg at dekket er én del, og bæresystemet en annen. Det vil da si at dekket og bæresystemet dimensjoneres hver for seg. Dekket tar opp alle laster som virker på det, slik som trafikklast, vind, snø og lignende. Bæresystemet i dette tilfellet har som oppgave å bære dekket, samt å stabilisere seg selv mot vindkrefter, jordskjelv og lignende.

En annen måte å konstruere en slik bru på kan være å få dekket og bæresystemet til å virke sammen. Det kan være ved at dekket hjelper til med stabilisering av bæresystemet mot for eksempel vind.

Den konstruksjonsmåten som er valgt for bruene i denne oppgaven er et forspent limtredekke hvilt på tverrbærere av stål, båret av et bæresystem av limtre. Her er dekket dimensjonert for seg selv, og bæresystemet for seg selv. Bæresystemet er tenkt som to deler som bærer dekket på hver sin side. Disse er avstivet sideveis ved hjelp av fagverk mellom seg.

Først beregnes de vertikale kreftene som virker på én av de to delene av bæresystemet. Dette er da halve trafikklasten på dekket i tillegg til halve egenlasten av dekket. Man får slikt et innblikk i

hvordan bæresystemet vil se ut, og om man får en konstruksjon som kan bli hensiktsmessig gjennomført. Deretter ser man på stabiliseringen mellom disse. Det er fort å tenke seg at buer er et godt forslag for utforming av bæresystemet, da enten som massive limtrebuer eller som fagverksbuer.

Den første mulige oppbyggingen av bæresystemet er massive limtrebuer. Etter å ha sett på hvordan kreftene fordeler seg, utseende, nødvendige tverrsnitt og kompleksitet ble dette alternativet vurdert. Det man kan konkludere med for et slikt bæresystem for Skøyten bru er følgende:

6.1 Om buemodellen

Modellen ble bygget etter at dekket og tverrbærere ble dimensjonert, etter de spesifikasjoner som ble gitt som ramme for dette forprosjektet. Egenvekten av dekket, tverrbærere, rekkverk, buen, samt trafikklast og vindlast er de laster som er tatt med i modellen.

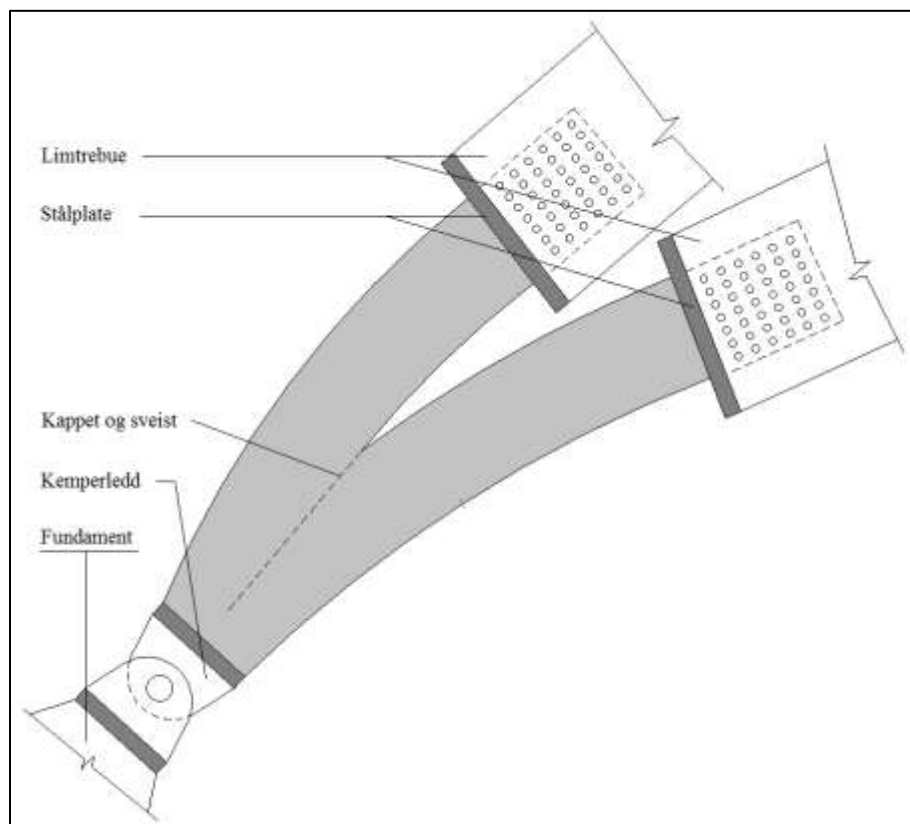
6.2 Bæresystemmodell

Buene er limtrebjelker med tverrsnitt 300x600mm. Sirkelradien på den øverste buen i fagverksbuen er 50000mm, mens den nederste buen har sirkelradie 54000mm. Dimensjonene på fagverksbuens limtrebjelker er 200x200mm. Hengestagene er stål-wire med diameter Ø40mm, rundstålstenger i Focus som kun tar strekkrefter, med stål kvalitet s355.

Siden bruene blir konstruert i Focus, må det tenkes gjennom hvordan modellen av bruene bør settes opp for best mulig modellering og beregning. Siden brudekket skal bæres av to buer, blir kreftene fra dekket fordelt på de to buene. Beregningene og modellen foretas ved å se på den ene buen, belastet med den kraft som halve dekket med laster representerer. Derfor er det brukt belastning fra ett kjørefelt pluss restarealet på brudekket, samt tyngden av rekkverket, og halve dekkets og tverrbærers egenlast for å se på opptredende vertikale krefter på buene. Resultatene fra beregninger i Focus av buemodellen presenteres i kapittel 7.1 og kapittel 11.A

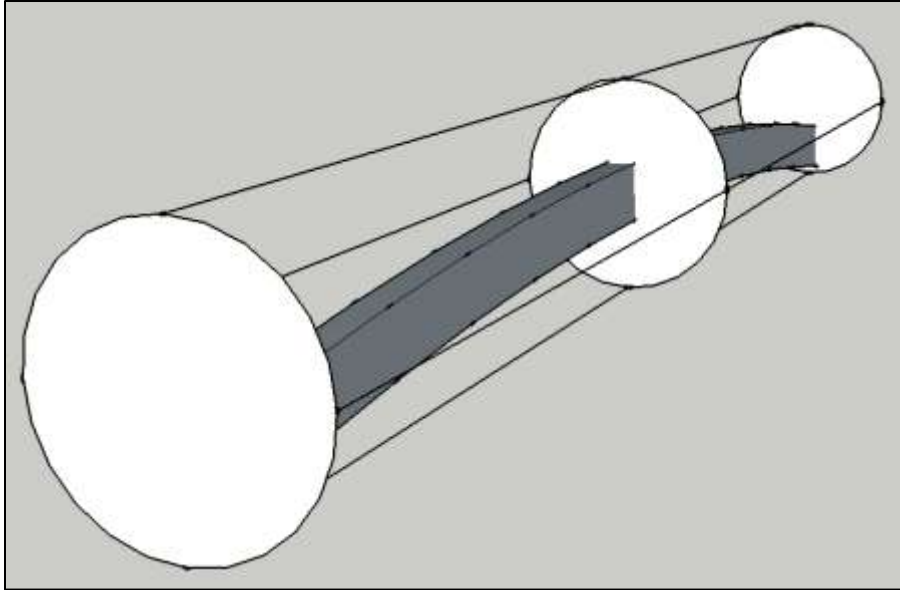
Det er kontrollert med forskjellige skjevlaster for å finne ut om noen av lasttilfellene kunne gi oppløft av dekket og således trykk i hengestagene. Det ble ikke i noe tilfelle trykk i hengestagene, men aksialkraften ble veldig liten i noen tilfeller, helt ned til rundt 10 kN.

I endene av fagverksbuen møtes limtrebuene. For å få en enkel avslutning på buene blir det her brukt varmformede kvadratiske hulprofiler, HUP. Dimensjonene er HUP 350x350x12,5mm etter IOS 657/14 og materiale etter NS 121xx-serien som er vanlig lagerført kvalitet i Norge. Utførelsen vises nærmere på figur 6.1. Stålplatene sveises til HUP-ene, og festes med innslissede plater og stavdybler til limtrebuene. HUP-ene kappes til og sveises sammen for å få en god sammenføyning mellom stålprofilene.



Figur 6.1 – Skisse av hvordan HUP-er i endene av buene tenkes utført.

Når limtrebjelkene skal kreosotimpregneres blir tverrsnittet begrenset som forklart i kapittel 3.1. I dette tilfellet er lengden på de krumme bjelkeutsnittene like i underkant av 15 meter. Pilhøyden for buen med den minste radiusen er 615 mm. Dermed er det ingen problem å få plass til buedelen i kreosottanken, se figur 6.2.



Figur 6.2 – Viser hvor stor plass limtrebuen, markert mørke-grå, tar i kreosottanken, og man ser at det er god plass.

6.3 Stabiliseringsmodell

I denne modellen er det vindkreftene på de to buene samt aksialkreftene i buene som fører til utbøying. Dette stabiliseres med et K-fagverk. Resultatene fra disse beregningene i Focus blir presentert i kapittel 7.2 og kapittel 11.B

Tverrsnittdimensjonene til k-fagverksbjelkene er 160x160mm og 200x200mm. De tykkeste bjelkene ble plassert mot endene av systemet, og utgjør «ende-k-ene».

Frihøyden fra den laveste bjelken og ned til kjørebanelen er så vidt over 6,0 meter.

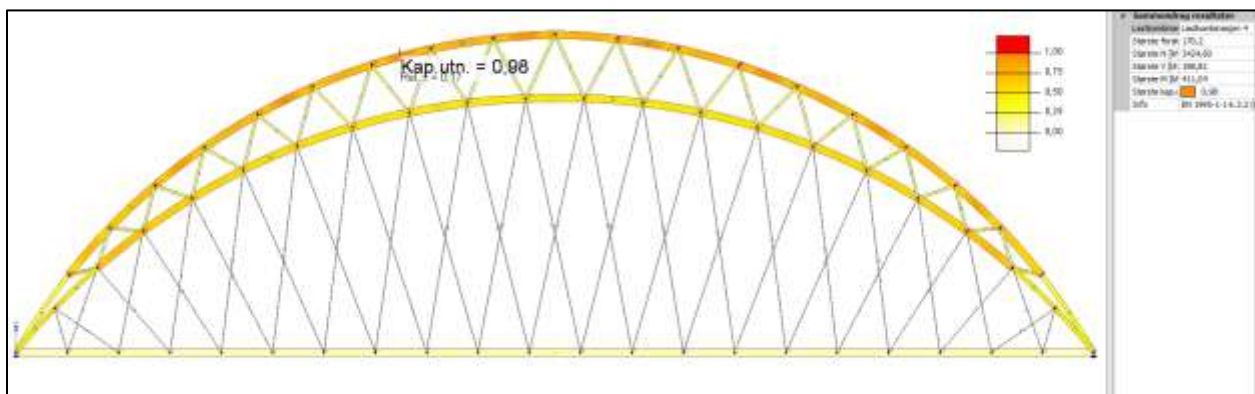
7. Resultater

De viktigste og mest forklarende resultatene blir presentert her, mens det blir lagt ved en detaljert utskrift i vedlegg A for buemodellen.

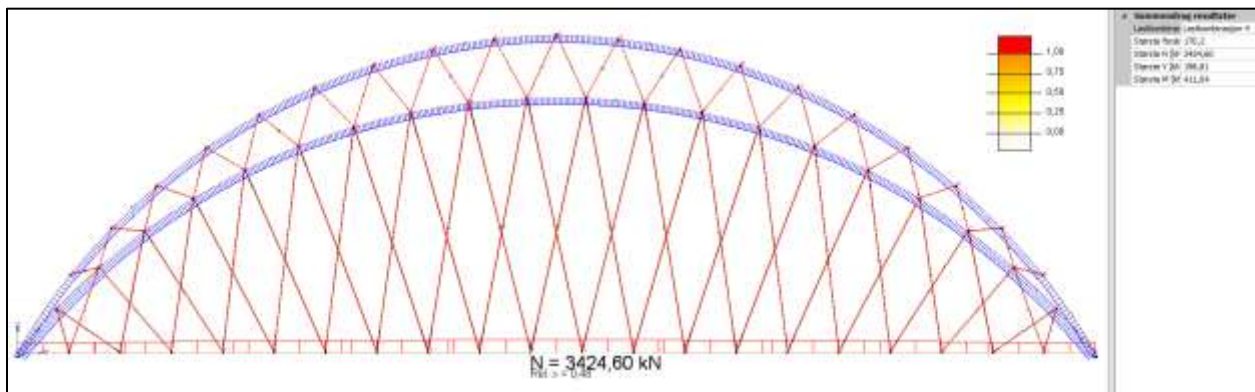
7.1 Resultater fra buemodellen

Disse resultatene er hentet fra beregninger ved full trafikklast over hele limtredekket.

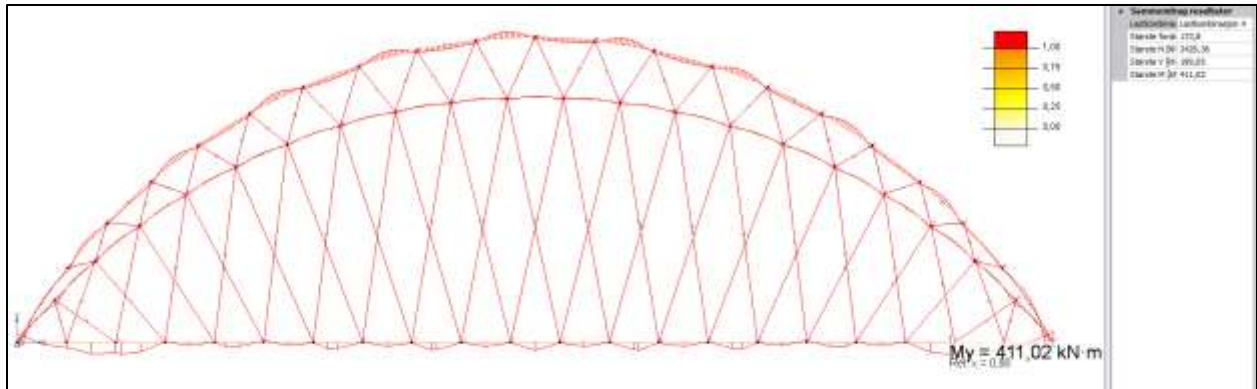
Skjevlastene ble også kontrollert, men det var de påfølgende resultatenesom var kritisk og som ble det dimensjonerende for tverrsnittet til buene:



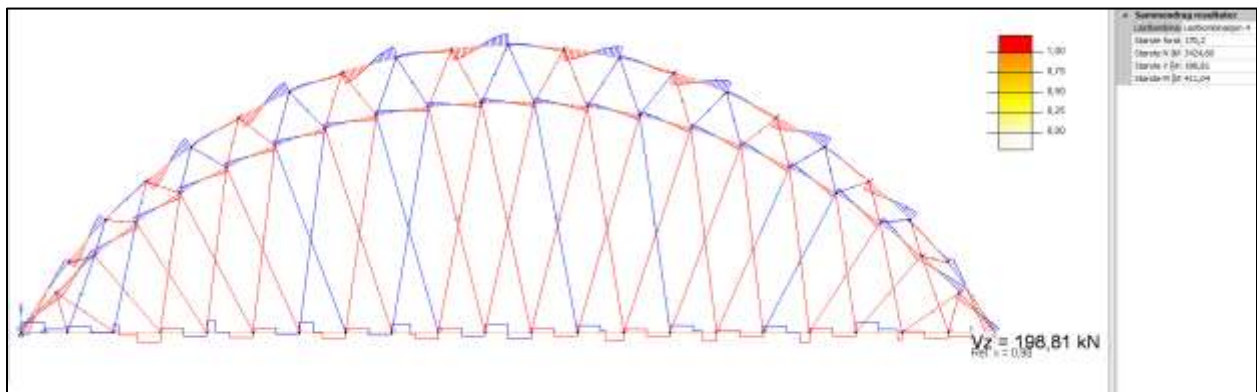
Figur 7.1 – Viser kapasitetsutnyttelse.



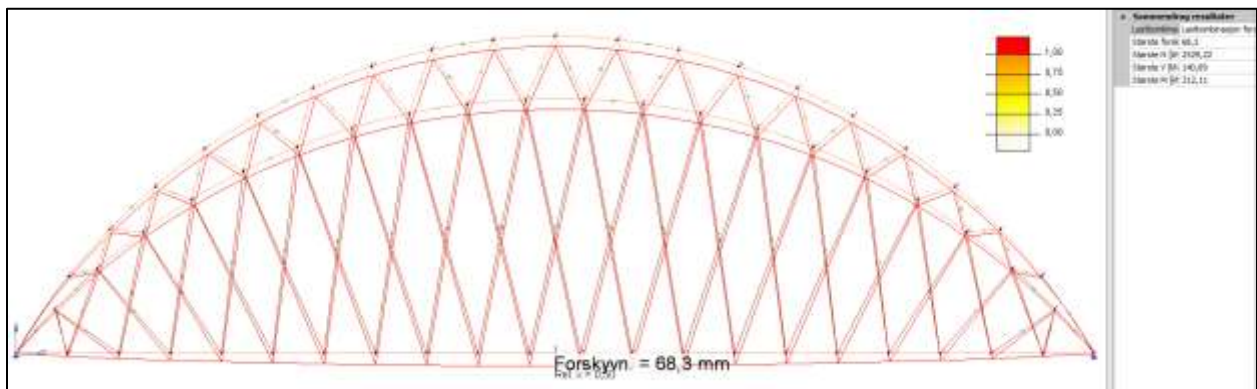
Figur 7.2 – Viser aksialkreftene i bruen, blått viser trykk, mens rødt viser strekk.



Figur 7.3 – Viser momentene i bruene. De største momentene vises i dekket, men disse er ikke så interessante siden dekket er regnet for seg.



Figur 7.4 – Viser hvordan skjærkreftene i buen opptrer.

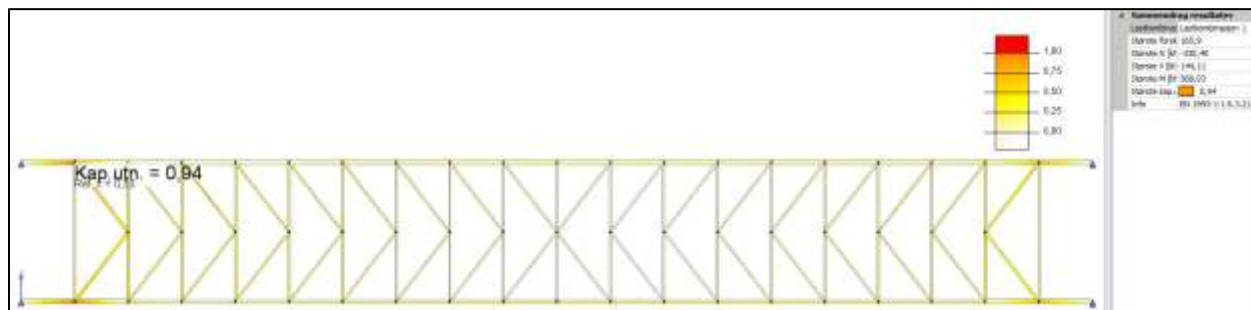


Figur 7.5 – Viser forskyvning av bruene.

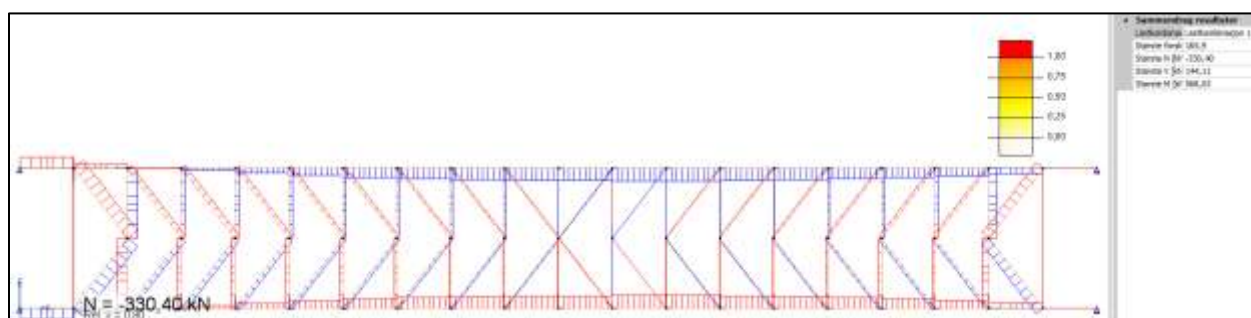
Den største forskyvningen er på 68,3 mm, noe som er mindre enn karvet om maks nedbøyning på $l/350 = 85000/350 = 249,9$ mm. Dermed er buen tilstrekkelig stiv.

7.2 Resultater fra stabiliseringsmodell

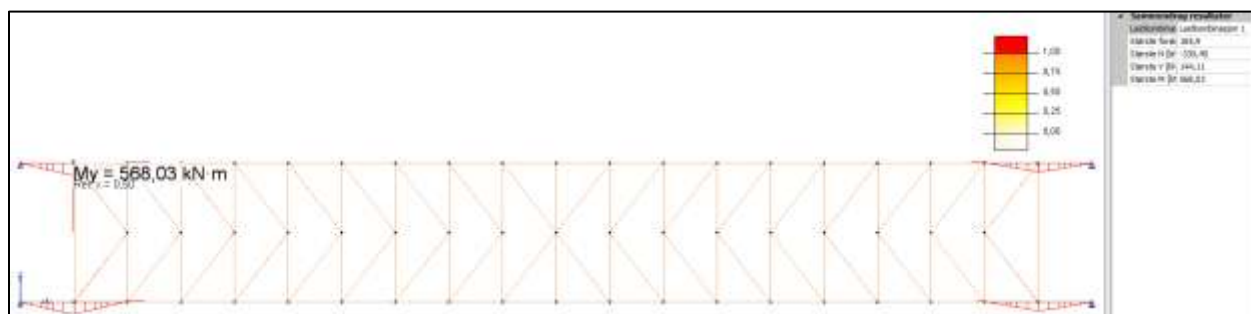
De påfølgende resultatene viser verst tenkelig belastning på buene, det vil si full vindbelastning over begge buene i tillegg til aksiallasten.



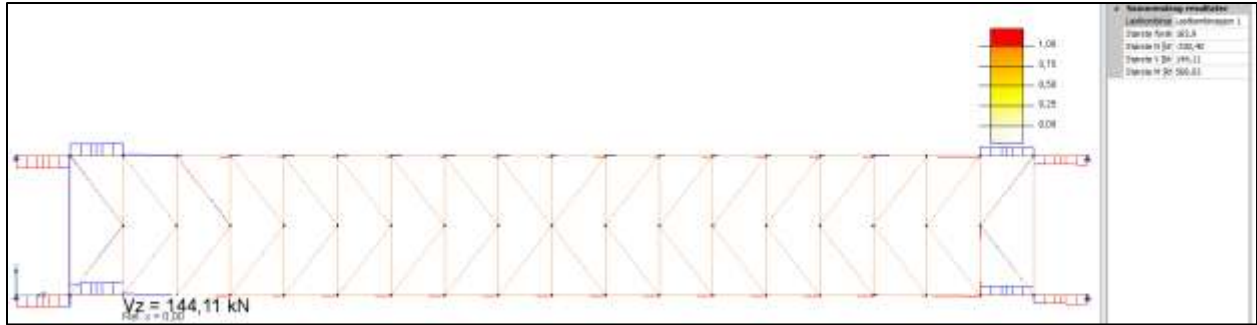
Figur 7.6 – Viser utnyttelsesgraden til stabiliseringssystemet



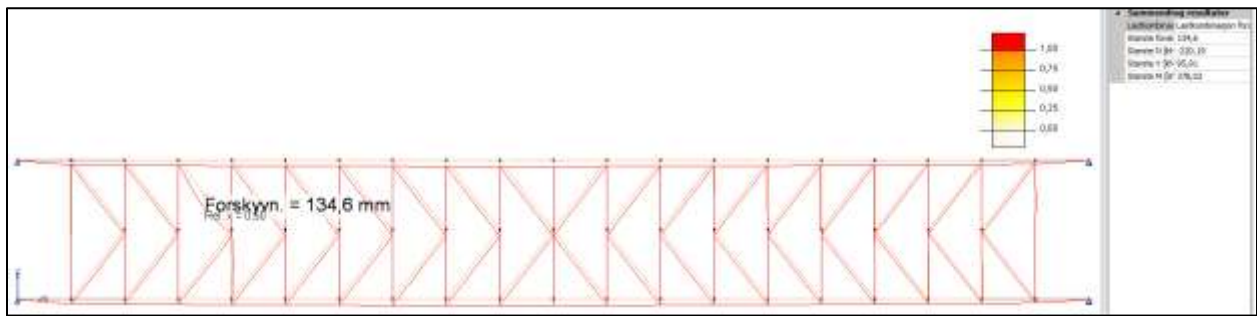
Figur 7.7 – Viser aksialkreftene i stabiliseringssystemet, blått er trykk og rødt er strekk.



Figur 7.8 – Viser momentkreftene i stabiliseringssystemet.



Figur 7.9 – Viser skjærkreftene i stabiliseringssystemet.



Figur 7.10 – Viser forskyvningene i stabiliseringssystemet.

8 Prisoverslag [12]

For å beregne hvor mye det vil koste å oppføre en slik bru, ble det diskutert med Stein Egil Sætre [12]. Derav kom det frem at et grovt overslag for brutyper med forskjellig kompleksitet er vanlig beregning for forprosjekt. Typisk ligger en pris for en bru på mellom 22.000 og 32.000 kr/m² brudekke. For den brutypen som er valgt i denne oppgaven vil prisen falle i det øverste sjiktet, nærmere bestemt mellom 30.000 og 32.000 kr/m². Det vil si at bruen, inkludert materialer, planlegging, konstruksjon og fundamenter, vil koste 25,5-27,2 millioner kroner.

Derimot er den bruløsningen som muligens blir det endelige resultatet, stipulert til å havne på rundt 26.000 kr/m² for bruen, med en totalramme på 40 millioner kroner for prosjektet ifølge Vegvesenet. I denne prisen er det tenkt en betongbru, med etteroppspent kassetverrsnitt, med 4 spenn på tilsammen 77 meter. Denne bruen støttes opp av tre pilarer. Prisen på 40 millioner kroner inkluderer her også den nye veitraséen til bruen. Grunnen til at denne bruløsningen er sett på som gunstig er i all hovedsak relatert til den lave prisen.

9 Diskusjon

Det er slik som jeg oppfatter det, en generell enighet om at tre som materiale er estetisk vakrere enn stål, som igjen kommer bedre ut enn betong.

Når det kommer til utforming av kjørebuer, føler jeg det ikke nødvendigvis er samme inndeling ut ifra estetikk. Betongbuer er nok likevel betraktet som generelt lite attraktive med hensyn til estetikk. Det finnes unntak, men i og med at betongbuer ofte er et billig alternativ, skinner det igjennom at det er prisen det er lagt mest vekt på for mange slike buer. Stålbuer kan etter min mening måle seg opp mot trebuer når det kommer til det estetiske. Det gjelder da etter min mening stålbuer som er litt mer gjennomtenkte med tanke på utformingen. Mange hengebuer faller inn under denne kategorien, slanke og elegante. Det er svært få trebuer som jeg synes ikke kommer heldig ut ifra et estetisk perspektiv. De eneste eksemplene på det som jeg har sett, er der arkitektene bevisst har gått inn for å utforme bruen på en veldig spesiell måte.

Av materialene stål, betong og tre er det kun tre som er et fornybart byggemateriale. I Norge er

det masse skog, det er lett å få tak i, det er relativt billig og veldig anvendelig. At trevirke er så lett tilgjengelig i store deler av landet medfører at miljøbelastningene i forbindelse med frakt ikke blir så store. Skogsområder som blir hogd gror til igjen, og med riktig forvaltning av skogen opprettholdes en bærekraftig utvikling. Det å benytte seg av trevirke i bygg og konstruksjoner er gunstig sett fra flere miljøperspektiv. CO₂-regnskapet er fordelaktig fordi man binder opp denne gassen i trevirket.

Det har vært god tradisjon i Norge for å bygge i tre, og den byggemåten er ikke utdatert. Det er heller kunnskapen som ikke er der den burde være, når man er skeptisk til at trekonstruksjoner kan forventes lang levetid ved god utførelse.

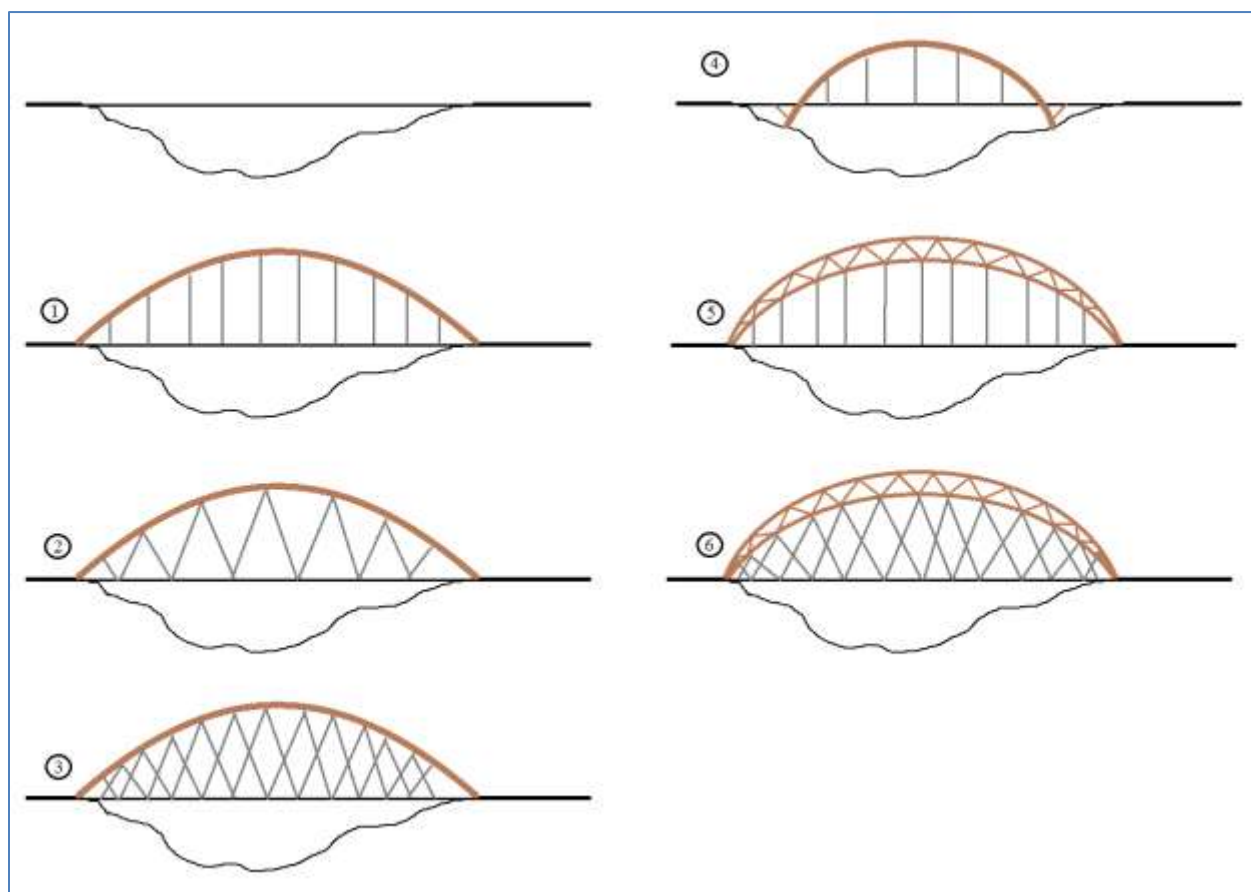
De beste impregneringsmåtene vi har er fortsatt ikke miljøvennlige nok, og her er det stort forbedringspotensial. Dersom, eller rettere sagt når, miljøfiendtlige impregneringsmidler blir forbudt i nybygging, vil det forhåpentligvis tvinge frem nye og bedre måter å beskytte trevirket på. Det er allerede prøveprosjekter med fokus på dette, som blant annet Da Vinci-bruen i Ås kommune.

Ved forbrenning av trevirke fra konstruksjonene etter levetiden frigjøres energi, og med riktig renseteknikk blir forurensningen minimal.

For å bruke stål er man nødt til å gjøre betydelig større inngrep i naturen, enn ved benyttelse av trevirke. Metallene må graves ut fra grunnen, fraktes, foredles og formes. Alt dette krever mye energi, og det benyttes fossile brennstoffer i alle ledd i kjeden. Således er produksjonen av stål både forurensende og uheldige med tanke på naturen. Det er selvsagt mulig å gjenbruke mye av stålet, men dette krever også mye energi til for eksempel omsmelting.

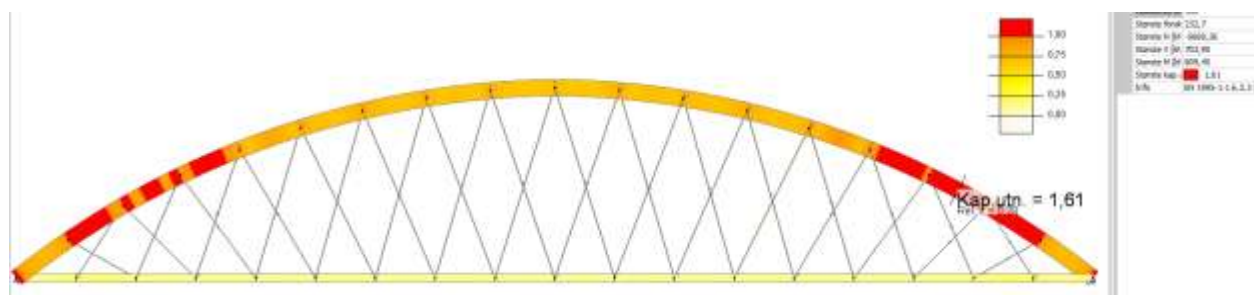
Fremstillingen av betong har flere av de samme utfordringene som for stål. Ved uttak av stein fra steinbrudd gjør man store inngrep i naturen, og fremstillingen av sement er langt fra miljøvennlig. Prosessen av sement frigjør dessverre mye CO₂, men det som er positivt er at flyveaskebetong kan produseres med mindre bruk av sement. Flyveaske er et biprodukt fra kullforbrenning, og kan erstatte noe av sementen i betong. På denne måten får man brukt noe av flyveasken, som man uansett hadde fått, til å erstatte noe av sementen og gjøre betong noe mindre forurensende.

Jeg vurderte flere typer bæresystem. De forskjellige buene jeg vurderte er skissert som vist på figur 9.1



Figur 9.1 – Skisser av forskjellige buer, tidlig fase av oppgaven.

Beregninger for noen av alternativene ble foretatt i Focus. Beregningene for nr. 3 i figur 9.1 ble som følger:



Figur 9.2 – Kapasitetsutnyttelse for buebru 3 fra figur 9.1

Figur 9.2 viser et forslag til buebru med de samme lastene som for fagverksbruen som ble resultatet i oppgaven. Forskjellen her er at bruen ikke holder for beregningene. Grunnen til dette var at Focus ikke ville beregne grovere tverrsnittsdimensjoner enn 300x1300mm, og derfor ble bruen i figur 9.2 overbelastet. Vi kan med dette forstå hvor mye bedre fagverksbruen er til å ta opp kreftene.

10 Konklusjon

Grunnen til at jeg i denne oppgaven ikke har sett på et alternativ med brukonstruksjon i flere spenn, er at jeg ikke ønsket å føre ned pilarer til grunnen. Det går et elveløp på stedet som jeg ønsket å la stå urørt i størst mulig grad. Det samme gjelder også sidekantene ned mot elveløpet. Grunnen til dette er at det finnes jettegryter og geologiske forkastninger i, og langs, dette elveløpet. Disse er blitt dannet for flere tusen år siden og er fortsatt i naturlig forandring, noe som igjen bremser min vilje til å prosjektere en bru som skulle kunne ha en negativ påvirkning på disse.

Når det kommer til de estetiske kvalitetene for denne fagverksbuebruen, synes jeg bruen passer godt inn i landskapet. Noen vil nok mene at bruen blir i overkant høy og blir for dominerende i landskapet, men jeg vil snu på det og argumentere for at denne bruen bør være utformet slik. Det vil stå i stil til de bratte fjellene i nærheten, med en robust bru som ruver litt i terrenget. Bruen representerer et lite markavtrykk i naturen og går foran som et godt miljøprosjekt, og da må det vises frem. Trær er store, stolte og høye planter i naturen, så det trekkes på den måten parallellt til utseendet for bruen også.

Det at valgene for brukonstruksjoner ofte blir vurdert ut fra pris er i og for seg naturlig, men av nettopp den grunn ville jeg sette miljøaspektet og det estetiske litt høyere på prioriteringslisten for min oppgave. Det for å vise hvordan bruene kunne sett ut dersom de politiske verdiene var litt annerledes.

Derfor bestemte jeg meg tidlig for spennet på hele 85 meter, og ville se på løsninger for dette, noe jeg i ettertid synes var riktig.

De alternative brukonstruksjonene jeg har sett på har i all hovedsak dreiet seg om buer. Det er fordi jeg syntes buer virket som den mest hensiktsmessige utformingen for så store spenn som 85

meter. Det er også den typen konstruksjon som jeg synes er mest estetisk interessant. At valget falt på en fagverksbue var ikke noe jeg umiddelbart bestemte meg for. I et tidligere fag ved NMBU så vi nærmere på en gang- og sykkelveibru i tre, så i første omgang var det en slik buebru med massivt tverrsnitt i limtre jeg så for meg. Etter å ha lest meg opp om ulike konstruksjoner i tre, falt valget på en fagverksbuebru. Det kan igjen forklares med det estetiske uttrykket jeg synes dette representerte. Dessuten var dette en struktur jeg tidligere ikke har gått i dybden i, og som jeg ville lære om. Fagverksbuen er mindre påvirket av skjevlaste enn for eksempel buebruer med vertikale hengestag, noe som er gunstig for dynamikken til bruene og forbindelsene.

Et annet interessant alternativ jeg så for meg var å konstruere en bru med underliggende bæresystem. Dette hadde vært et høyaktuelt prosjekt hadde det ikke vært for mitt sterke ønske om å lage minst mulig avtrykk i naturen ved Skøyten. Det fine med et bæresystem i tre, som ligger under brubanen, er at det da blir beskyttet noe fra vær og vind, og man kan i flere tilfeller sløyfe tekking av bærebjelkene. Jeg har funnet prosjekter som er utformet på denne måten som jeg synes har gode egenskaper, estetiske som konstruktivt fornuftige. Dette er noe av grunnen til at hvis det hadde latt seg gjøre uten å gjøre for store inngrep i naturen, er bru med underliggende bæresystem et minst like godt alternativ til fagverksbuen.

11. Referanseliste

- [1]: Hb 185 Bruprosjektering Eurokode 2011
ISBN: 978-82-7207-640-4
- [2]: Hb Trebruhåndboken rev 2012-09-06x
Ny oppdatert utgave, under arbeid
- [3]: NS-EN 1991-1-4 2005 + NA 2009 Eurocode 1 Laster på konstruksjoner, Del 1-4
Allmenne laster, Vindlaster
- [4]: NS-EN 1991-2 2003 + NA 2010 Eurocode 1 Laster på konstruksjoner, Del 2 Trafikklast
på bruer
- [5]: NS-EN 1990 2002 + NA 2008
Eurocode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- [6]: NS-EN 1995-1-1 2004 + A1 2008 + NA 2009 Eurocode 5 Prosjektering av
trekonstruksjoner, Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger
- [7]: NS-EN 1995-2 2004 + NA 2010 Eurocode 5 Prosjektering av trekonstruksjoner, Del 2
Bruer
- [8]: www.ipisteel.eu
<http://www.ipisteel.eu/en/index.php/hea-heb-1?showall=&start=4>
- [9]: www.dywidag-norge.no
<http://www.dywidag-norge.no/wp-content/uploads/2014/03/WR-GEWI-og-GEWI-P1us.pdf>
- [10] www.vegvesen.avinet.no
<http://vegvesen.avinet.no/default.aspx?gui=1&lang=2>
- [11]: Christian Sørensen

Hovedveileder

Førsteamanuensis, IMT, NMBU

Tlf: 64 96 54 81, e-mail: christian.sorensen@nmbu.no

[12]: Stein Egil Sæter

Ekstern veileder

Overingeniør, Statens Vegvesen, Hensmoveien, 3516 Hønefoss

Tlf: 932 59 585, e-mail: stein.sater@vegvesen.no

[13]: Mekaniske treforbindelser - dimensjonering, håndbok, treteknikk

Basert på NS-EN 1995 -1-1 2004 Eurokode 5.

5. utgave, 1. opplag, 1500, 2007.

[14]: Programvare

Focus konstruksjon 2013, v13.3.6.0

2005-2013 Focus Software AS

Lisenstype: Enbruker student

[15]: Tabell fra Moelven, www.moelven.com,

Karakteristiske fastheter limtre og smalt limtre. Versjon 2, november 2012.

<http://www.google.no/url?sa=t&rct=j&q=&esrc=s&frm=1&source=web&cd=1&cad=rja&uact=8&ved=0CCkQFjAA&url=http%3A%2F%2Fwww.moelven.com%2FDocuments%2FLimtre%2FFastheter%2520Limtre%2520og%2520Smalt%2520Limtre%2520november%25202012.pdf&ei=ejByU-3-L6e7ygPqhYDYAg&usg=AFQjCNEZQoXOhtDIqwTKVCQZmtmcHCuQTA>

[16]: NS-EN 1998 -1:2004+NA:2008

Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 1:
Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, utgave 1 (2008-02-20).

[17]: NS-EN 1991-1-7 2006 + NA 2008

Eurocode 1 Laster på konstruksjoner, Del 1-7 Allmenne laster, Ulykkeslaster

Prosjekttittel: Vedlegg A

Resultater fra fagverksbuemodell

Beregning utført: 14.05.2014 01:50:24

Focus Konstruksjon 2013

1. KONSTRUKSJONSMODEL OG LASTER

1.1. TVERRSNITTSDATA

Nr.	Navn	Parametre	
1	HUP 350x350x12.5	A [mm ²]	16800
		I _x [mm ⁴]	4,8870e+008
		I _y [mm ⁴]	3,1810e+008
		I _z [mm ⁴]	3,1810e+008
		Total vekt [kN]	42,98
2	Limtre 300x600	A [mm ²]	180000
		I _x [mm ⁴]	3,6990e+009
		I _y [mm ⁴]	5,4000e+009
		I _z [mm ⁴]	1,3500e+009
		Total vekt [kN]	117,96
3	Rundstål 40	A [mm ²]	1257
		I _x [mm ⁴]	2,5133e+005
		I _y [mm ⁴]	1,2566e+005
		I _z [mm ⁴]	1,2566e+005
		Total vekt [kN]	56,66
4	Limtre 200x200	A [mm ²]	40000
		I _x [mm ⁴]	1,9733e+008
		I _y [mm ⁴]	1,3333e+008
		I _z [mm ⁴]	1,3333e+008
		Total vekt [kN]	24,17
5	Limtre 5000x600	A [mm ²]	3000000
		I _x [mm ⁴]	3,3278e+011
		I _y [mm ⁴]	9,0000e+010
		I _z [mm ⁴]	6,2500e+012
		Total vekt [kN]	1000,62

1.2. MATERIALDATA

1 Limtre

Varmeutv.koeff.: 5,00e-006 °C⁻¹

Fasthetsklasse: CEL40c

Total vekt: 1142,75 kN

Material: Limtre

Tyngdetetthet: 3,92 kN/m³

Lamelltykkelse: 33,3 mm

Karakteristiske fasthetsparametre:

f_{mk} = 30,80 N/mm²

f_{t0k} = 17,60 N/mm²

f_{t90k} = 0,40 N/mm²

f_{vk} = 3,50 N/mm²

f_{c0k} = 25,40 N/mm²

f_{c90k} = 2,70 N/mm²

2 Stål

Fasthetsklasse: S355

Varmeutv.koeff.: 1,20e-005 °C⁻¹

E-modul: 2,1000e+005 N/mm²

Material: Stål

Tyngdetetthet: 77,01 kN/m³

G-modul: 8,1000e+004 N/mm²

Karakteristiske fasthetsparametre:

$f_y = 355,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 40,0 \text{ mm}$
 $f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $\leq 80,0 \text{ mm}$
 $f_y = 335,00 \text{ N/mm}^2$ for godstykkelse $> 80,0 \text{ mm}$

1.3. RANDBETINGELSER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Frih.gr. X	Z	RotY
1	0	0	F	F	
1	85000	0		F	

Forklaring til frihetsgrader: F = fastholdt, (blank) = fri
Tall betyr foreskrevet forskyvning [mm]

2. STATISKE BEREGNINGER

2.1. KNOTEPUNKTSRESULTATER

2.1.1. Forskyvninger

Nr.	u [mm]	w [mm]	Y-vektor
1	0,0	0,0	[0,00; 0,00]
2	7,5	0,0	[0,00; 0,00]
3	0,9	-78,9	[0,00; 0,00]
4	0,3	-21,6	[0,00; 0,00]
5	0,6	-38,7	[0,00; 0,00]
6	0,9	-50,2	[0,00; 0,00]
7	1,2	-60,3	[0,00; 0,00]
8	1,6	-69,6	[0,00; 0,00]
9	1,9	-78,0	[0,00; 0,00]
10	2,3	-84,9	[0,00; 0,00]
11	2,7	-90,1	[0,00; 0,00]
12	3,1	-93,7	[0,00; 0,00]
13	3,5	-95,3	[0,00; 0,00]
14	4,0	-95,5	[0,00; 0,00]
15	4,4	-93,6	[0,00; 0,00]
16	4,8	-90,4	[0,00; 0,00]
17	5,2	-85,1	[0,00; 0,00]
18	5,5	-78,6	[0,00; 0,00]
19	5,9	-70,4	[0,00; 0,00]
20	6,3	-61,7	[0,00; 0,00]
21	6,6	-51,5	[0,00; 0,00]
22	7,0	-39,0	[0,00; 0,00]
23	7,2	-20,5	[0,00; 0,00]
27	7,2	-6,4	[0,00; 0,00]
33	21,7	-47,8	[0,00; 0,00]

Nr.	u [mm]	w [mm]	Y-vektor
39	20,9	-69,9	[0,00; 0,00]
50	-7,8	-71,6	[0,00; 0,00]
56	-17,8	-45,4	[0,00; 0,00]
62	-7,5	-17,6	[0,00; 0,00]
44	12,5	-16,0	[0,00; 0,00]
46	14,1	-23,1	[0,00; 0,00]
50	19,4	-47,1	[0,00; 0,00]
56	15,5	-69,8	[0,00; 0,00]
62	5,7	-82,6	[0,00; 0,00]
67	-5,4	-75,3	[0,00; 0,00]
73	-12,4	-57,1	[0,00; 0,00]
79	-9,8	-25,2	[0,00; 0,00]
81	-5,0	-15,6	[0,00; 0,00]
60	17,5	-25,1	[0,00; 0,00]
61	22,9	-33,7	[0,00; 0,00]
60	25,4	-54,4	[0,00; 0,00]
61	18,6	-64,9	[0,00; 0,00]
60	11,0	-75,9	[0,00; 0,00]
61	11,9	-78,4	[0,00; 0,00]
56	-13,5	-38,4	[0,00; 0,00]
57	-11,1	-23,7	[0,00; 0,00]
58	-16,4	-63,3	[0,00; 0,00]
59	-13,4	-57,5	[0,00; 0,00]
60	1,4	-78,5	[0,00; 0,00]
61	-9,3	-75,2	[0,00; 0,00]
51	17,3	-35,0	[0,00; 0,00]
52	18,2	-64,9	[0,00; 0,00]
53	18,6	-54,7	[0,00; 0,00]
54	9,4	-78,8	[0,00; 0,00]
55	13,1	-77,2	[0,00; 0,00]
56	-2,3	-80,8	[0,00; 0,00]
57	1,7	-80,3	[0,00; 0,00]
58	-10,3	-63,2	[0,00; 0,00]
59	-8,8	-72,1	[0,00; 0,00]
60	-11,5	-36,9	[0,00; 0,00]
61	-11,7	-46,0	[0,00; 0,00]

2.1.2. Residualkrefter

Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	-19,95	3695,44	0,00
2	11,81	3691,15	0,00
3	6,78	-3,69	0,00
4	0,40	1,25	4970,64
5	0,09	1,06	-435,11

Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
6	0,39	-0,07	-11376,17
7	0,08	-0,47	-1271,39
8	0,14	-0,14	-4725,57
9	-0,01	-0,24	1232,82
10	0,06	0,14	-3945,84
11	-0,01	-0,04	1764,43
12	0,03	0,26	-3240,97
13	-0,01	0,02	2268,70
14	0,00	0,33	-2299,69
15	-0,03	-0,07	3245,29
16	-0,01	0,24	-1785,92
17	-0,07	-0,22	4040,15
18	-0,03	0,03	-1361,05
19	-0,16	-0,53	4907,82
20	-0,15	-0,10	1266,60
21	-0,38	0,30	11345,88
22	-0,09	1,13	207,83
23	-0,44	0,72	-6093,57
27	10,03	-11,09	0,00
33	3,70	1,49	0,00
39	-3,69	-5,22	0,00
50	-5,58	-1,30	0,00
56	0,13	-7,81	0,00
62	6,37	6,57	0,00
44	1,35	-2,02	0,00
46	1,06	-0,90	0,00
50	2,13	-2,85	0,00
56	0,82	-3,00	0,00
62	0,04	-2,72	0,00
67	-0,53	-2,89	0,00
73	-1,86	-3,02	0,00
79	-1,86	-3,44	0,00
81	-1,40	-1,39	0,00
60	-0,87	4,02	20830,61
61	2,46	-9,21	17029,21
60	-1,72	-6,83	12585,46
61	5,17	-0,23	11866,12
60	5,58	-2,31	7676,38
61	-4,62	-3,33	1080,21
56	-1,62	2,94	-18781,20
57	-5,67	-10,01	-19612,73
58	2,74	-6,11	-9031,40
59	-4,58	0,56	-15006,64
60	-5,40	-3,46	-4161,25
61	4,16	-4,04	-4632,38

Nr.	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
51	2,99	-4,05	12156,65
52	1,47	-2,85	9086,99
53	1,61	-3,33	12426,19
54	0,29	-2,75	2471,33
55	0,80	-2,72	5266,70
56	-0,41	-2,72	-3229,17
57	-0,14	-2,71	-529,69
58	-1,16	-3,17	-9877,15
59	-1,14	-2,81	-6751,14
60	-3,23	-3,69	-19064,21
61	-2,20	-3,79	-14355,01

2.2. OPLEGGSKREFTER

Seg Nr.	X [mm]	Z [mm]	Rx [kN]	Rz [kN]	My [kN·m]
1	0	0	-19,95	3695,44	0,00
1	85000	0	11,81	3691,15	0,00
Sum			-8,15	7386,58	

2.3. SEGMENTRESULTATER

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
1	1	305,52	2720,89	-182,87	0,0	0,0
	76499	-411,04	2813,65	-53,08	6,9	-40,5
	84999	373,70	2725,15	198,74	7,5	0,0
44	0	8,47	134,06	-6,18	0,9	-78,9
	0	8,47	134,06	-6,18	0,9	-78,9
	5533	-2,37	133,34	-1,45	5,7	-82,6
50	0	-5,81	88,10	4,04	20,9	-69,9
	0	-5,81	88,10	4,04	20,9	-69,9
	5087	0,86	87,36	1,11	15,5	-69,8
56	0	8,26	93,67	-5,62	21,7	-47,8
	0	8,26	93,67	-5,62	21,7	-47,8
	4115	-3,87	93,12	-2,65	19,4	-47,1
61	0	-12,89	311,92	12,03	14,1	-23,1
	2347	14,74	311,67	15,71	7,2	-6,4
	2347	14,74	311,67	15,71	7,2	-6,4
67	0	0,80	119,91	-1,24	-5,4	-75,3

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
	4781	-6,11	120,44	-4,90	-7,8	-71,6
	4781	-6,11	120,44	-4,90	-7,8	-71,6
79	0	-9,40	272,89	6,81	-9,8	-25,2
	0	-9,40	272,89	6,81	-9,8	-25,2
	2347	4,92	272,86	3,77	-7,5	-17,6
80	0	0,00	314,22	0,00	-8,3	-24,2
	8784	0,00	314,22	0,00	6,6	-50,9
	8784	0,00	314,22	0,00	6,6	-50,9
85	0	0,00	141,06	0,00	5,2	-84,9
	19069	0,00	141,06	0,00	-5,5	-76,2
	19069	0,00	141,06	0,00	-5,5	-76,2
86	0	0,00	188,85	0,00	-5,5	-76,2
	19644	0,00	188,85	0,00	4,4	-93,6
	19644	0,00	188,85	0,00	4,4	-93,6
91	0	0,00	202,47	0,00	2,7	-90,3
	18692	0,00	202,47	0,00	15,9	-70,8
	18692	0,00	202,47	0,00	15,9	-70,8
93	0	0,00	321,70	0,00	15,6	-24,0
	8784	0,00	321,70	0,00	0,9	-50,8
	8784	0,00	321,70	0,00	0,9	-50,8
94	0	0,00	145,13	0,00	0,9	-50,8
	12246	0,00	145,13	0,00	19,4	-46,6
	12246	0,00	145,13	0,00	19,4	-46,6
95	0	0,00	239,76	0,00	19,4	-46,6
	13695	0,00	239,76	0,00	1,6	-70,0
	13695	0,00	239,76	0,00	1,6	-70,0
97	0	0,00	134,85	0,00	15,9	-70,8
	17890	0,00	134,85	0,00	2,0	-78,3
	17890	0,00	134,85	0,00	2,0	-78,3
106	0	0,00	159,19	0,00	3,1	-93,7
	20324	0,00	159,19	0,00	5,8	-81,7
	20324	0,00	159,19	0,00	5,8	-81,7

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
107	0	0,00	168,06	0,00	5,8	-81,7
	20439	0,00	168,06	0,00	4,0	-95,4
	20439	0,00	168,06	0,00	4,0	-95,4
112	0	0,00	224,85	0,00	5,6	-78,3
	15707	0,00	224,85	0,00	-11,8	-56,0
	15707	0,00	224,85	0,00	-11,8	-56,0
113	0	0,00	131,56	0,00	-11,8	-56,0
	14463	0,00	131,56	0,00	6,3	-61,1
	14463	0,00	131,56	0,00	6,3	-61,1
117	0	0,00	80,09	0,00	-8,3	-24,2
	7066	0,00	80,09	0,00	7,2	-21,0
	7066	0,00	80,09	0,00	7,2	-21,0
118	0	0,00	86,59	0,00	15,6	-24,0
	7066	0,00	86,59	0,00	0,3	-21,1
	7066	0,00	86,59	0,00	0,3	-21,1
112	0	-98,34	-1876,32	135,38	7,2	-6,4
	12277	162,98	-1922,04	-2,90	-21,8	17,3
	14732	-77,23	-1913,35	-174,46	21,6	-47,8
106	0	-64,59	-1905,95	-6,66	21,7	-47,8
	7366	189,96	-1871,31	3,90	-17,3	20,4
	14732	-73,39	-1868,29	19,55	20,9	-69,9
100	0	-88,20	-1844,41	194,76	20,9	-69,9
	2455	198,60	-1854,30	-12,74	-8,5	18,6
	14732	-80,73	-1832,79	-190,36	0,9	-78,8
94	0	-66,23	-1840,62	-20,63	0,9	-78,9
	7366	195,16	-1847,07	0,36	11,2	15,4
	14732	-69,84	-1862,42	20,42	-7,8	-71,6
81	0	-83,66	-1851,05	192,15	-7,8	-71,5
	2455	194,56	-1861,40	11,02	20,2	18,9
	14732	-98,48	-1882,87	-184,05	-17,8	-45,4
82	0	-83,29	-1930,87	4,96	-17,8	-45,4
	7121	136,90	-1926,84	-0,06	26,9	10,9
	14732	-67,21	-1877,79	-41,66	-7,5	-17,6

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
77	0	-61,33	-2354,99	94,78	-9,8	-25,2
	4628	-86,96	-2123,48	89,64	-11,5	-36,9
	13884	-70,37	-1999,60	-82,03	-12,4	-57,1
78	0	-71,85	-1902,88	78,65	-12,4	-57,1
	9256	-66,18	-1768,31	71,68	-8,8	-72,1
	13884	-59,28	-1767,49	-70,77	-5,4	-75,3
60	0	-59,35	-1726,07	69,85	-5,4	-75,3
	4630	-64,19	-1705,70	70,02	-2,3	-80,8
	13888	-64,43	-1710,17	-70,74	5,7	-82,6
53	0	-64,12	-1700,29	69,71	5,7	-82,6
	9256	-64,40	-1725,56	-70,23	13,1	-77,2
	13884	-60,57	-1769,39	-72,04	15,5	-69,8
46	0	-60,38	-1828,12	73,20	15,5	-69,8
	4628	-67,98	-1829,23	-74,33	18,2	-64,9
	13884	-74,20	-1989,73	-82,13	19,4	-47,1
43	0	-71,83	-2121,70	84,34	19,4	-47,1
	4628	-82,88	-2218,78	4,66	17,3	-35,0
	9256	-60,19	-2316,67	-90,85	14,1	-23,1
44	0	-1,86	76,69	0,65	-9,8	-25,2
	2611	-0,01	77,10	0,23	-18,8	-26,5
	3263	-0,29	77,22	-0,69	-11,1	-23,7
45	0	11,79	202,11	-10,97	-11,1	-23,7
	0	11,79	202,11	-10,97	-11,1	-23,7
	2660	-7,49	202,24	-6,81	-11,5	-36,9
46	0	-4,97	82,56	3,40	-11,5	-36,9
	3701	8,42	83,05	5,65	-13,5	-38,4
	3701	8,42	83,05	5,65	-13,5	-38,4
47	0	-2,82	143,25	3,14	-13,5	-38,4
	2774	-1,74	143,11	0,06	-11,5	-46,3
	3082	-1,72	143,11	0,06	-11,7	-46,0
48	0	0,10	115,82	-0,89	-11,7	-46,0
	4115	-4,93	116,43	-4,20	-17,8	-45,4

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
	4115	-4,93	116,43	-4,20	-17,8	-45,4
49	0	10,29	125,71	-7,97	-17,8	-45,4
	0	10,29	125,71	-7,97	-17,8	-45,4
	3539	-4,98	125,59	-3,76	-12,4	-57,1
50	0	-3,50	84,19	2,27	-12,4	-57,1
	4490	8,03	84,81	5,22	-13,4	-57,5
	4490	8,03	84,81	5,22	-13,4	-57,5
51	0	-5,32	120,88	4,58	-13,4	-57,5
	0	-5,32	120,88	4,58	-13,4	-57,5
	3988	0,30	120,55	1,20	-10,3	-63,2
52	0	0,78	89,48	-1,11	-10,3	-63,2
	4816	-5,68	90,18	-4,06	-16,4	-63,3
	4816	-5,68	90,18	-4,06	-16,4	-63,3
53	0	9,38	119,60	-6,87	-16,4	-63,3
	0	9,38	119,60	-6,87	-16,4	-63,3
	4406	-3,47	119,23	-2,33	-8,8	-72,1
54	0	-3,03	76,29	1,79	-8,8	-72,1
	5087	7,74	77,00	4,77	-7,8	-71,5
	5087	7,74	77,00	4,77	-7,8	-71,5
55	0	0,86	92,50	-1,07	-5,4	-75,3
	5298	-5,82	93,26	-4,08	-9,3	-75,2
	5298	-5,82	93,26	-4,08	-9,3	-75,2
56	0	8,49	104,15	-5,78	-9,3	-75,2
	0	8,49	104,15	-5,78	-9,3	-75,2
	5090	-2,83	103,57	-1,71	-2,3	-80,8
57	0	-2,50	96,61	1,47	-2,3	-80,8
	5433	7,76	97,35	5,13	1,4	-78,5
	5433	7,76	97,35	5,13	1,4	-78,5
58	0	-5,66	99,24	4,10	1,4	-78,5
	0	-5,66	99,24	4,10	1,4	-78,5
	5342	0,87	98,53	1,08	1,7	-80,3
59	0	0,75	120,94	-1,02	1,7	-80,3

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
	5505	-6,06	121,70	-4,69	0,9	-78,9
	5505	-6,06	121,70	-4,69	0,9	-78,9
60	0	-2,68	98,23	1,56	5,7	-82,6
	5369	8,22	98,90	5,42	11,9	-78,4
	5369	8,22	98,90	5,42	11,9	-78,4
61	0	-5,94	97,63	4,17	11,9	-78,4
	0	-5,94	97,63	4,17	11,9	-78,4
	5448	0,91	96,86	1,08	9,4	-78,8
62	0	0,90	113,51	-1,20	9,4	-78,8
	5103	-6,16	114,13	-4,72	11,0	-75,9
	5103	-6,16	114,13	-4,72	11,0	-75,9
63	0	7,77	81,20	-4,83	11,0	-75,9
	0	7,77	81,20	-4,83	11,0	-75,9
	5298	-2,83	80,47	-1,64	13,1	-77,2
64	0	-3,07	114,03	1,97	13,1	-77,2
	4781	9,03	114,51	6,44	20,9	-69,9
	4781	9,03	114,51	6,44	20,9	-69,9
65	0	0,67	122,12	-1,29	15,5	-69,8
	4406	-5,95	122,55	-4,94	18,6	-64,9
	4406	-5,95	122,55	-4,94	18,6	-64,9
66	0	7,89	77,11	-4,91	18,6	-64,9
	0	7,89	77,11	-4,91	18,6	-64,9
	4816	-3,24	76,44	-2,00	18,2	-64,9
67	0	-4,16	117,47	2,94	18,2	-64,9
	3988	9,83	117,72	7,29	25,4	-54,4
	3988	9,83	117,72	7,29	25,4	-54,4
68	0	-5,66	105,64	4,42	25,4	-54,4
	0	-5,66	105,64	4,42	25,4	-54,4
	4490	0,57	104,99	1,10	18,6	-54,7
69	0	-0,39	122,33	-0,90	18,6	-54,7
	3539	-4,41	122,56	-4,04	21,7	-47,8
	3539	-4,41	122,56	-4,04	21,7	-47,8

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
70	0	-6,25	143,97	5,11	19,4	-47,1
	3082	11,02	143,96	9,17	22,9	-33,7
	3082	11,02	143,96	9,17	22,9	-33,7
71	0	-3,28	125,27	3,25	22,9	-33,7
	3331	-1,29	124,78	-0,18	19,2	-35,2
	3701	-1,23	124,71	0,17	17,3	-35,0
72	0	-3,72	188,77	1,75	17,3	-35,0
	2128	0,15	188,82	-0,05	16,9	-33,3
	2660	-0,22	188,82	-1,33	17,5	-25,1
73	0	8,29	41,92	-4,99	17,5	-25,1
	0	8,29	41,92	-4,99	17,5	-25,1
	3263	-5,11	41,49	-3,95	14,1	-23,1
74	0	0,00	174,75	0,00	18,1	-35,8
	9744	0,00	174,75	0,00	0,6	-38,8
	9744	0,00	174,75	0,00	0,6	-38,8
75	0	0,00	279,11	0,00	18,1	-35,8
	11368	0,00	279,11	0,00	1,2	-61,0
	11368	0,00	279,11	0,00	1,2	-61,0
76	0	0,00	133,40	0,00	1,2	-61,0
	14463	0,00	133,40	0,00	19,2	-55,8
	14463	0,00	133,40	0,00	19,2	-55,8
77	0	0,00	228,95	0,00	19,2	-55,8
	15707	0,00	228,95	0,00	2,0	-78,3
	15707	0,00	228,95	0,00	2,0	-78,3
78	0	0,00	124,10	0,00	1,6	-70,0
	16351	0,00	124,10	0,00	18,1	-64,2
	16351	0,00	124,10	0,00	18,1	-64,2
79	0	0,00	210,54	0,00	18,1	-64,2
	17377	0,00	210,54	0,00	2,3	-85,0
	17377	0,00	210,54	0,00	2,3	-85,0
80	0	0,00	138,38	0,00	2,3	-85,0
	19069	0,00	138,38	0,00	13,1	-76,4
	19069	0,00	138,38	0,00	13,1	-76,4

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
81	0	0,00	186,50	0,00	13,1	-76,4
	19644	0,00	186,50	0,00	3,1	-93,7
	19644	0,00	186,50	0,00	3,1	-93,7
82	0	0,00	151,98	0,00	2,7	-90,3
	19882	0,00	151,98	0,00	9,6	-79,8
	19882	0,00	151,98	0,00	9,6	-79,8
83	0	0,00	178,87	0,00	9,6	-79,8
	20227	0,00	178,87	0,00	3,6	-95,4
	20227	0,00	178,87	0,00	3,6	-95,4
84	0	0,00	174,08	0,00	3,6	-95,4
	20470	0,00	174,08	0,00	1,8	-81,2
	20470	0,00	174,08	0,00	1,8	-81,2
85	0	0,00	164,23	0,00	1,8	-81,2
	20355	0,00	164,23	0,00	4,4	-93,6
	20355	0,00	164,23	0,00	4,4	-93,6
86	0	0,00	177,56	0,00	4,0	-95,4
	20243	0,00	177,56	0,00	-2,1	-79,9
	20243	0,00	177,56	0,00	-2,1	-79,9
87	0	0,00	150,22	0,00	-2,1	-79,9
	19897	0,00	150,22	0,00	4,8	-90,2
	19897	0,00	150,22	0,00	4,8	-90,2
88	0	0,00	198,65	0,00	4,8	-90,2
	18692	0,00	198,65	0,00	-8,4	-71,1
	18692	0,00	198,65	0,00	-8,4	-71,1
89	0	0,00	132,11	0,00	-8,4	-71,1
	17890	0,00	132,11	0,00	5,6	-78,3
	17890	0,00	132,11	0,00	5,6	-78,3
90	0	0,00	213,67	0,00	5,2	-84,9
	17377	0,00	213,67	0,00	-10,5	-63,9
	17377	0,00	213,67	0,00	-10,5	-63,9
91	0	0,00	128,25	0,00	-10,5	-63,9
	16351	0,00	128,25	0,00	5,9	-70,0

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
	16351	0,00	128,25	0,00	5,9	-70,0
92	0	0,00	243,60	0,00	5,9	-70,0
	13695	0,00	243,60	0,00	-11,8	-46,4
	13695	0,00	243,60	0,00	-11,8	-46,4
93	0	0,00	150,69	0,00	-11,8	-46,4
	12246	0,00	150,69	0,00	6,6	-50,9
	12246	0,00	150,69	0,00	6,6	-50,9
94	0	0,00	274,85	0,00	6,3	-61,1
	11368	0,00	274,85	0,00	-10,7	-36,0
	11368	0,00	274,85	0,00	-10,7	-36,0
95	0	0,00	170,69	0,00	-10,7	-36,0
	9744	0,00	170,69	0,00	7,0	-38,9
	9744	0,00	170,69	0,00	7,0	-38,9
116	0	0,00	143,23	0,00	7,0	-38,9
	6110	0,00	143,23	0,00	-5,0	-15,8
	6110	0,00	143,23	0,00	-5,0	-15,8
79	0	0,00	123,11	0,00	-5,0	-15,8
	3603	0,00	123,11	0,00	7,2	-21,0
	3603	0,00	123,11	0,00	7,2	-21,0
98	0	-144,92	-2647,06	119,03	-5,0	-15,6
	2545	19,22	-2652,42	-3,84	2,5	-6,2
	4628	-83,06	-2652,94	-93,40	7,5	0,0
96	0	-53,80	-2604,52	82,25	-9,8	-25,2
	1851	29,15	-2607,78	-3,64	-8,5	-21,8
	4628	-144,92	-2607,46	-120,23	-5,0	-15,6
79	0	-290,79	-1669,04	146,53	7,5	0,0
	4420	103,58	-1669,87	-0,84	20,5	5,6
	7366	-62,29	-1663,56	-108,24	-7,5	-17,6
102	0	0,00	141,68	0,00	0,6	-38,8
	6110	0,00	141,68	0,00	12,5	-15,8
	6110	0,00	141,68	0,00	12,5	-15,8
92	0	0,00	127,31	0,00	12,5	-15,8

Seg Nr.	Snitt mm	My [kN·m]	N [kN]	Vz [kN]	u [mm]	w [mm]
	3603	0,00	127,31	0,00	0,3	-21,1
	3603	0,00	127,31	0,00	0,3	-21,1
97	0	-148,49	-2680,04	116,05	12,5	-16,0
	2545	13,55	-2685,24	-1,79	6,7	-7,9
	4628	-82,45	-2685,89	-90,09	0,0	0,0
78	0	-148,49	-2637,56	125,63	12,5	-16,0
	2777	36,19	-2638,09	4,07	12,3	-19,0
	4628	-52,42	-2634,68	-87,43	14,1	-23,1
98	0	-223,21	-1647,15	123,82	0,0	0,0
	4051	32,84	-1647,11	-0,19	22,0	-16,0
	7366	-83,61	-1641,81	-71,50	7,2	-6,4

Studentversjon

INNHALDSFORTEGNELSE

1. KONSTRUKSJONSMODELL OG LASTER	SIDE: 1
1.1. TVERRSNITTSDATA	SIDE: 1
1.2. MATERIALDATA	SIDE: 1
1.3. RANDBETINGELSER	SIDE: 2
2. STATISKE BEREGNINGER	SIDE: 2
2.1. KNUTEPUNKTSRESULTATER	SIDE: 2
2.1.1. Forskyvninger	SIDE: 2
2.1.2. Residualkrefter	SIDE: 3
2.2. OPPLGGSKREFTER	SIDE: 5
2.3. SEGMENTRESULTATER	SIDE: 5

Studentversjon



Norges miljø- og
biovitenskapelige
universitet

Postboks 5003
NO-1432 Ås
67 23 00 00
www.nmbu.no