

Eirik Ukkelberg Nilsen  
Jacob Ruud Alvseike  
Sverre Aas Myhr

## **Konkurransedyktigheten til limtre som materiale for brubygging, sammenliknet med betong**

The competitiveness of glulam as material for  
bridge constructions, compared to concrete

Bacheloroppgave i Byggingeniør  
Veileder: Per Otto Yttervoll og Roar Hugudal  
Mai 2020



Eirik Ukkelberg Nilsen  
Jacob Ruud Alvseike  
Sverre Aas Myhr

# **Konkurransedyktigheten til limtre som materiale for brubygging, sammenliknet med betong**

The competitiveness of glulam as material for bridge constructions, compared to concrete

Bacheloroppgave i Byggingeniør  
Veileder: Per Otto Yttervoll og Roar Hugudal  
Mai 2020

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Fakultet for ingeniørvitenskap  
Institutt for bygg- og miljøteknikk



Kunnskap for en bedre verden



## Problemdefinering og resultatmål

Problemstilling:

- Hvordan er konkurransedyktigheten til tre som materiale i en enkel bru?

Delproblemstillinger:

1. Hvordan optimalisere en løsning for en ett-spenns kjørebri i tre med spenn på 24 meter?
2. Hva er forskjellen i materialkostnader for den valgte løsningen i tre, sammenliknet med prefabrikkerte betongelementer?
3. Hva blir miljøgevinsten ved å velge alternativt materiale?

Med oppgaven ønsker vi å prosjektere et alternativ til en betongbru som oppfyller tilsvarende funksjonskrav og levere en teknisk rapport på dette. Målet er å gjøre dette alternativet så konkurransedyktig som mulig når det gjelder miljø og kostnad.

<b>Stikkord:</b> Bru, Limtre, Optimalisering, FEM-Design, Sammenlikning, Betong, Økonomi, Miljø, EPD	<b>Keywords:</b> Bridge, Glulam, Optimizing, FEM-Design, Comparison, Concrete, Economy, Environment, EPD
---	---

## Forord

Denne bacheloroppgaven er skrevet av tre studenter innen studieretningen konstruksjonsteknikk på byggingeniørstudiet ved Norges teknisk-naturvitenskaplige universitet (NTNU) i Trondheim. Oppgaven skal tilsvare 20 studiepoeng og omtrent 500 timer arbeid per student. Rammene for oppgaven er utformet i samarbeid med bruavdelingen til AFRY i Trondheim.

Vi ønsket å skrive en oppgave om trevirke i konstruksjoner og bli mer kompetente på materialet. Kostnad er ofte avgjørende for valg av løsninger, men med den økende miljøbevisstheten i byggenæringen er ikke de billigste løsningene nødvendigvis optimale lenger. Problemstillingene er derfor definert for å vurdere konkurransedyktigheten til tre opp mot betong, basert på kriteriene økonomi og miljø. Samtidig ønsket vi å sette oss dypere inn i brufaget.

Det har vært både spennende og lærerikt å jobbe med denne oppgaven. Trematerialet er relativt lite brukt i infrastruktur, noe som gir rom for nytenkning på området. Dette har gjort prosessen utfordrende, og vi har brukt mye tid på litteratursøk, samtidig som vi måtte gjøre egne antagelser. Vi kan nå se tilbake på et semester med hardt arbeid som har gitt et resultat vi er stolte av.

Vi ønsker å rette en stor takk til vår interne veileder Per Otto Yttervoll og vår eksterne veileder Roar Høgudal fra AFRY, som gjennom hele bachelorprosessen har vært tilgjengelige, og bidratt med god veiledning og godt humør.

Vi vil også takke resten av bruavdelingen til AFRY, Rune Abrahamsen og Åge Holmestad fra Moelven Limtre og Steiner Røine fra Spenncon. De har kommet med nyttige tilbakemeldinger og innspill som har kommet godt med i prosessen.

Trondheim, 20. mai 2020



Jacob Ruud Alvseike



Sverre Aas Myhr



Eirik Ukkelberg Nilsen

---

## Sammendrag

Bruer av prefabrikkerte betongbjelker er ofte et naturlig valg av løsning for vegbruer med 20-30 meters spenn. Med Statens Vegvesens nye håndbok *V426 Prefabrikkerte brubjelker* har man muligheten til å utvikle bruprosjekter som er effektive, både i forbindelse med prosjektering og bygging. Klimaaspektet ved utvikling av betongbruer kan man likevel stille spørsmål ved.

En kryssing av Bergelva i Troms og Finnmark er prosjektert av AFRY som en 24 meter lang bru av prefabrikkerte betongelementer. Dette er et prosjekt som, etter planen, ferdigstilles i 2020. I denne oppgaven ønsket man å se på alternative løsninger for elvekryssingen, ved bruk av tre som konstruksjonsmateriale. Formålet er å kunne komme med et alternativ som er mer fremtidsrettet, på bakgrunn av de utfordringene man har rundt klimaavtrykk i bygg- og anleggsbransjen. Man ønsket derfor å gjøre en samlet vurdering av konkurransedyktigheten til en trebru av denne spennlengden, basert på kriteriene økonomi og miljø. Sammenlikningen tar utgangspunkt i Bergelva bru, men er generalisert for å kunne være relevant for andre lignende prosjekter.

Opgaven tar først for seg en vurdering av to ulike treløsninger og optimalisering av disse. Dimensjonering ble gjort i henhold til Statens Vegvesens gjeldene regelverk for brubygging i Norge, samt Norsk Standard. Beregninger ble i hovedsak gjort ved bruk av FEM-Design. Fra optimaliseringen endte man opp med en bjelkebru og en underspent bru. Alternativene utnytter begge sammensatte T-tverrsnitt for å øke kapasiteten; som ifølge Moelven Limtre er et prinsipp som er lite brukt for trebruer i Norge.

Det ble utarbeidet prisoverslag og klimaregnskap for trebruene og den prefabrikkerte betongbruen. Ut i fra resultatene kunne man vurdere konkurransedyktigheten til tre som konstruksjonsmateriale for vegbruer med 24 meters spenn.

Fra klimaregnskapet ser man en reduksjon av CO<sub>2</sub>-utslipp på 50 % for bjelkebruen sammenliknet med betongbruen. Dette har sin pris om man ser på kostnadsoverslagene i denne oppgaven, men prisdifferensen er tilsynelatende ikke større enn 14 %. Basert på dette kan man hevde at valg av tre som konstruksjonsmateriale bør opp til vurdering for fremtidens bruer av denne typen.

---

## Abstract

Prefabricated concrete beams are often chosen for constructing road bridges that span 20-30 meters. The Norwegian Public Road Administrations new manual *V426 Prefabrikerte brubjelker* gives the opportunity to develop bridge projects which are more effective to design and build. Also, the climate aspect with developing concrete bridges is an issue.

A crossing of the river Bergelva in Troms and Finnmark county is designed by AFRY as a 24-meter-long bridge of prefabricated concrete elements. The completion of the project is scheduled during 2020. This thesis is about alternative solutions for the river crossing. The purpose is to present an alternative which is more sustainable, considering the climate impact from the construction industry. Therefore, the project group wanted to evaluate timber bridge's competitiveness, based on the criteria economy and environment sustainability. The starting point of the comparison is Bergelva bridge but it is generalized to be relevant for other similar projects.

The thesis considers two different approaches for a timber bridge construction and optimization of these. Dimensioning is done according to current regulations from The Norwegian Public Road Administration, as well as Norwegian Standards. Calculations are mostly done using the FEM-Design software. The optimization resulted in two different solutions of a beam bridge, where of one of them is designed with a kind of external prestressing system of steel. The alternatives both utilize T-sections to increase the capacity; a principle that, according to Moelven Limtre, is rarely used for timber bridges in Norway.

Furthermore, price estimations and carbon footprints are developed for all the alternatives, including the prefabricated concrete bridge. The results give the basis for evaluating the competitiveness for a timber bridge of this span length.

The carbon footprints show a 50 % reduction of CO<sub>2</sub>-emissions by choosing timber as the structural material. Looking at the price estimation on the other hand, the concrete bridge is preferable. However, the price difference is no bigger than 14 %. Based on this, one can argue that the use of timber as structural material for these types of bridges, should be taken into consideration.



# Terminologi

## Forkortelser

*EPD* Environmental Product Declaration (miljødeklarasjon)

*fv* Fylkesveg

*GWP* Global Warming Potential

*kb* Kjørebane

*LCA* Life Cycle Assessment (livsløpsanalyse)

*LM* Lastmodell

*LC* Load combination (lastkombinasjon)

*NA* National annex (nasjonalt tillegg)

*NS* Norsk standard

*PCR* Product Category Rule (produktkategoriregel)

*Sc* Serviceability characteristic (karakteristisk lastkombinasjon)

*Sf* Serviceability frequent (ofte forekommende lastkombinasjon)

*SLS* Serviceability limit state (bruksgrensetilstand)

*Sq* Serviceability quasi-permanent (kvasi-permanent lastkombinasjon)

*SVV* Statens Vegvesen

$ULS$  Ultimate Limit State (bruddgrensetilstand)

$\dot{A}DT$  Årsdøgntrafikk

### Store latinske bokstaver

$B_f$  Bjelketverrsnittets effektive flensbredde

$B_s$  Bjelketverrsnittets stegbredde

$B_{u.f}$  Bredder på nedre flens

$E$  Elastisitetsmodul

$E_{0.g.05}$  5% fraktil av elastisitetsmodul for trevirke, parallelt med fiberretning

$E_{90.g.05}$  5% fraktil av elastisitetsmodul for trevirke, vinkelrett med fiberretning

$E_{0.g}$  Midlere elastisitetsmodul for trevirke, parallelt med fiberretning

$E_{90.g}$  Midlere elastisitetsmodul for trevirke, vinkelrett med fiberretning

$E_d$  Dimensjonerende verdi av last

$F_{Ed}$  Dimensjonerende opplagerkraft

$F_{Rd}$  Dimensjonerende opplagerkapasitet

$H_1$  Høyde fra bunn tverrbærer til forankringspunkt ved bjelkenes ende (eksentrisitet)

$H_{dekk}$  Dekketykkelse

$H_f$  Bjelketverrsnittets flenshøyde (dekketykkelse)

$H_s$  Bjelketverrsnittets steghøyde

$H_{u.f}$  Høyde på nedre flens

$I_y$  2. ordens arealmoment om bjelkens sterke akse

$I_{y.f}$  Bjelkeflensens 2. ordens arealregningsmoment om sterk akse

---

$I_{y.s}$	Bjelkestegets 2. ordens arealtrehetsmoment om sterk akse
$I_{y.u.f}$	Bjelkens underflens' 2. ordens arealtrehetsmoment om sterk akse
$L_k$	Knekk lengde
$L_{s0}$	Strekstagens lengde ved bruas nullpunkt
$L_{s1}$	Strekstagens lengde ved vilkårlig deformasjon av brua
$L_{total}$	Total spennlengde
$L_{tot1}$	Total enkeltspennlengde mellom tverrbærere
$M$	Bjelkemoment
$N$	Aksialkraft
$N_d$	Midlere dimensjonerende trykkraft i knekkingsutsatt konstruksjonsdel
$P_0$	Nominell oppspenningskraft pr. meter tverrspenning
$P_{n\ddot{o}dv}$	N\ddot{o}dvendig oppspenningskraft pr. meter tverrspenning
$S_f$	Bjelkeflensens Steiner-bidrag p\ddot{a} arealtrehetsmomentet
$S_s$	Bjelkestegets Steiner-bidrag p\ddot{a} arealtrehetsmomentet
$T_0$	Initialtemperatur ved fastholdelse av konstruksjonen
$T_{max}$	Maksimal temperatur p\ddot{a} brustedet med 50 \ddot{a}rs returperiode
$T_{min}$	Minimal temperatur p\ddot{a} brustedet med 50 \ddot{a}rs returperiode
$V$	Skj\ddot{a}erkraft
$V_{Ed}$	Dimensjonerende skj\ddot{a}erkraft
$V_h$	Horisontal plateskj\ddot{a}er
$V_v$	Vertikal plateskj\ddot{a}er

---

$V_{Rd}$	Dimensjonerende skjærkapasitet
$Q_1$	Aksellaster i LM1
$Q_2$	Aksellast i LM2
$\emptyset$	Nominell diameter
$\emptyset_p$	Diameter på forankringsplater for tverrspenningseheter

### Små latinske bokstaver

$c$	Senteravstand mellom tverrspenningseheter
$f_{c.0.d}$	Trevirkets dimensjonerende trykkfasthet parallelt med fiberretning
$f_{c.0.k}$	Trevirkets karakteristiske trykkfasthet parallelt med fiberretning
$f_{c.90.d}$	Trevirkets dimensjonerende trykkfasthet vinkelrett med fiberretning
$f_{c.90.k}$	Trevirkets karakteristiske trykkfasthet vinkelrett med fiberretning
$f_{m.d}$	Trevirkets dimensjonerende bøyefasthet
$f_{m.g.k}$	Trevirkets karakteristiske bøyefasthet
$f_{v.d}$	Trevirkets dimensjonerende skjærfasthet
$f_{v.g.k}$	Trevirkets karakteristiske skjærfasthet
$f_u$	Stålets bruddspenningsgrense
$f_y$	Stålets flyspenningsgrense
$f_{yd}$	Stålets dimensjonerende fasthet
$f_{yk}$	Stålets karakteristiske fasthet
$i$	Treghetsradius
$k_{f.3}$	Korreksjonsfaktor for motstand i avstiver ved bjelkeopplegg

---

$k_c$	Reduksjonsfaktor for trykkapasitet på grunn av stabilitet
$k_{c,90}$	Modifikasjonsfaktor for fastheter ved anleggsflate
$k_{cr}$	Reduksjonsfaktor for skjærareal på grunn av oppsprekking av trevirket
$k_{def}$	Faktor for langtidsdeformasjon
$k_{mod}$	Modifikasjonsfaktor for fasthet på grunn av langtidsvirkning av laster
$l$	Lokal spennvidde i avstivende system i meter
$l_{ef}$	Bjelkenes anleggslengde
$m$	Platemoment
$m_{Ed}$	Dimensjonerende platemoment
$n_{stag}$	Nødvendig antall tverrspenningsenheter pr. lengdemeter plate
$n_{tot}$	Totalt nødvendig antall tverrspenningsenheter for brudekket
$q_B$	Belegningslast
$q_E$	Egenlast
$q_h$	Horisontale laster
$q_k$	Jevnt fordelt kjøretøylast i LM1
$q_m$	Last fra ansamling av mennesker (LM4)
$q_p$	Vertikal last fra underoppspanning
$w_a$	Utbøyning av avstiver
$w_t$	Vertikal deformasjon ved tverrbærer
$w_{max}$	Maksimal deformasjon av brubane
$z_c$	Tverrsnittets arealsenter

**Store greske bokstaver**

$\Delta T$  Temperaturforandring

**Små greske bokstaver**

$\alpha_1$  Strekkstagenes vinkel med bjelkeaksen ved forankringspunkter i bruas nullpunkt

$\alpha_2$  Strekkstagenes vinkel med bjelkeaksen ved forankringspunkter i en vilkårlig deformasjon av brua

$\epsilon$  Relativ tøyning av strekkstag

$\epsilon_t$  Relativ temperaturtøyning av strekkstag

$\lambda$  Slankhet

$\lambda_{rel}$  Relativ slankhet

$\rho$  Tyngdetetthet

$\sigma$  Normalspenninger

$\sigma_m$  Normalspenninger som følger av bøyning

$\sigma_{min}$  Minste tillatte spenning mellom lameller

$\sigma_{m.y.d}$  Dimensjonerende opptredende normalspenninger som følge av bøyning om y-akse

$\sigma_m$  Normalspenninger som følger av aksialbelastning

$\sigma_{n\odot dv}$  Nødvendig forspenningstrykk mellom lameller

$\tau$  Skjærspenninger

$\tau_{x.d}$  Opptredende skjærspenninger i x-retning

$\psi$  Kombinasjonsfaktor

$\gamma$  Lastfaktor

# Figurer

2.1	Plantegning av Bergelva betongbru. . . . .	4
2.2	Oppsett på EPD. . . . .	6
2.3	Treets livssyklus. . . . .	9
2.4	Tverrsnitt GL30c. . . . .	10
2.5	Mattisdammen bru. . . . .	13
2.6	Grylla bru. . . . .	14
2.7	Prinsippskisse av et kassetverrsnitt. . . . .	15
2.8	Skisseprosjekt av sprengverksbru. . . . .	15
2.9	Kjærra bru. . . . .	16
2.10	Bugrinsky bridge. . . . .	17
2.11	Fagverksbru. . . . .	17
2.12	Mjøsbru som skråstagbru. . . . .	18
2.13	Prinsipp for underoppspanning av bjelke . . . . .	19
2.14	Situasjonsplan for Bergelva. . . . .	21
2.15	AFRYs modell av betongbruen. . . . .	21
2.16	Brutverrsnitt av prefabrikkerte betongbjelker. . . . .	22
2.17	Typisk armeringstverrsnitt for NTB-bjelke. . . . .	22
2.18	Boggilast for LM1. . . . .	26
2.19	Singelaksellast for LM2. . . . .	26
2.20	Lasttog for LM3. . . . .	27
3.1	Prinsippskisse av brutverrsnitt med platelameller på tvers. . . . .	32
3.2	Skisse av prinsipp for sammensetning av tverrsnitt. . . . .	33
3.3	Forankring av strekkstag. . . . .	36
3.4	Skissert aksjon og reaksjon ved opplagerpunkter. . . . .	36
3.5	Modell for stabilitetskontroll av bjelkesteg. . . . .	37
3.6	Avstivningsvegger i bruas tredelspunkter. . . . .	38
3.7	Avstivninger bjelkebru. . . . .	39
3.8	Modell av fundament. . . . .	41
3.9	Prinsippskisse for fundamenter til trebruen. . . . .	42
3.10	FEM-modell av fundamentvegg. . . . .	42

---

5.1	Målsatt snittegning av bjelkebru. . . . .	49
5.2	Avstivningsløsning ved bjelkenes opplegg. . . . .	50
5.3	Bjerkereferanser for bjelkebruen. . . . .	51
5.4	Målsatt snittegning av underspent bru. . . . .	53
5.5	Bjerkereferanser for underspent bru. . . . .	54
5.6	AFRYs modell av betongbruen. . . . .	56
7.1	Modell av bjelkebru. . . . .	63
8.1	Utsnitt av FEM-modell for 35 meters bruløsning. . . . .	66



# Tabeller

2.1	Tyngdetettheter. . . . .	24
2.2	LM1. . . . .	25
5.1	Utnyttelsesgrader for bjelkebruen. . . . .	51
5.2	Prissammendrag for bjelkebru. . . . .	51
5.3	Miljøregnskap for bjelkebru. . . . .	52
5.4	Utnyttelsesgrader for underspent bru. . . . .	54
5.5	Prissammendrag for underspent bru. . . . .	54
5.6	Miljøregnskap for underspent bru. . . . .	55
5.7	Prissammendrag for betongbruen. . . . .	56
5.8	Miljøregnskap for betongbruen. . . . .	56
5.9	Sammenlikning av økonomi. . . . .	57
5.10	Sammenlikning av miljø. . . . .	57
8.1	Utnyttelsesgrader for modell av 35 meters bruløsning. . . . .	66

# Innhold

Forord . . . . .	i
Sammendrag . . . . .	ii
Abstract . . . . .	iii
Terminologi . . . . .	iv
Figurliste . . . . .	x
Tabelliste . . . . .	xi
<b>1 Innledning</b>	<b>1</b>
1.1 Bakgrunn . . . . .	1
1.2 Formål . . . . .	1
1.3 Problemstilling . . . . .	1
1.4 Avgrensinger . . . . .	2
<b>2 Teoretisk grunnlag</b>	<b>3</b>
2.1 Forutsetninger for oppgaven . . . . .	3
2.2 Grunnlag for oppgaven . . . . .	5
2.2.1 Grunnlag for prosjektering . . . . .	5
2.2.2 Grunnlag for økonomisammenlikning . . . . .	6
2.2.3 Grunnlag for miljøsammenlikning . . . . .	6
2.3 Programvare . . . . .	8
2.3.1 FEM-Design . . . . .	8
2.3.2 Tekla Structures og Trimble Connect . . . . .	8
2.3.3 ArchiCAD . . . . .	8
2.4 Materialelegenskaper - Limtre . . . . .	9
2.4.1 Miljø . . . . .	9
2.4.2 Limtreets oppbygning . . . . .	10
2.4.3 Materialelegenskaper . . . . .	11
2.5 Konstruksjonsløsninger . . . . .	13
2.5.1 Generelt . . . . .	13
2.5.2 Platebru . . . . .	13
2.5.3 Bjelkebru . . . . .	14
2.5.4 Kassebru . . . . .	15
2.5.5 Sprengverksbru . . . . .	15

2.5.6	Hengverksbru . . . . .	16
2.5.7	Buebru . . . . .	16
2.5.8	Fagverksbru . . . . .	17
2.5.9	Henge- og skråstagbru . . . . .	18
2.6	Underoppspanning . . . . .	19
2.7	Betongløsningen . . . . .	21
2.7.1	Dimensjoner . . . . .	21
2.7.2	Miljø . . . . .	23
2.8	Laster . . . . .	24
2.8.1	Generelt . . . . .	24
2.8.2	Permanente påvirkninger . . . . .	24
2.8.3	Variable påvirkninger . . . . .	25
2.8.4	Trafikklast . . . . .	25
2.8.5	Midlertidige laster . . . . .	27
2.8.6	Naturlaster . . . . .	28
2.8.7	Deformasjonslaster . . . . .	28
2.8.8	Ulykkeslaster . . . . .	28
2.9	Lastkombinasjoner . . . . .	29
2.9.1	Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand . . . . .	29
2.9.2	Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand . . . . .	30
<b>3</b>	<b>Prosjektering</b>	<b>31</b>
3.1	Generelt . . . . .	31
3.2	Valg av konstruksjonsløsning . . . . .	31
3.3	Analysemodell . . . . .	34
3.4	Dimensjonering . . . . .	35
3.4.1	Bjelker . . . . .	35
3.4.2	Tverrspent plate . . . . .	38
3.4.3	Underoppspanning . . . . .	40
3.4.4	Fundamenter . . . . .	41
<b>4</b>	<b>Metode - Miljø og økonomi</b>	<b>43</b>
4.1	Generelt . . . . .	43
4.2	Betongbruen . . . . .	44
4.2.1	Økonomi . . . . .	44
4.2.2	Miljø . . . . .	45
4.3	Trebuene . . . . .	47
4.3.1	Økonomi . . . . .	47
4.3.2	Miljø . . . . .	47
<b>5</b>	<b>Resultater</b>	<b>49</b>
5.1	Bjelkebru . . . . .	49
5.1.1	Tegning av brua . . . . .	49

5.1.2	Geometri . . . . .	49
5.1.3	Materialvalg . . . . .	50
5.1.4	Utnyttelsesgrad . . . . .	51
5.1.5	Økonomi . . . . .	51
5.1.6	Miljø . . . . .	52
5.2	Underspent bru . . . . .	53
5.2.1	Tegning av brua . . . . .	53
5.2.2	Geometri . . . . .	53
5.2.3	Materialvalg . . . . .	53
5.2.4	Utnyttelsesgrad . . . . .	54
5.2.5	Økonomi . . . . .	54
5.2.6	Miljø . . . . .	55
5.3	Betongbru . . . . .	56
5.3.1	Tegning av brua . . . . .	56
5.3.2	Geometri . . . . .	56
5.3.3	Økonomi . . . . .	56
5.3.4	Miljø . . . . .	56
5.4	Sammenlikning resultat . . . . .	57
5.4.1	Generelt . . . . .	57
5.4.2	Økonomi . . . . .	57
5.4.3	Miljø . . . . .	57
<b>6</b>	<b>Diskusjon</b>	<b>58</b>
6.1	Feilkilder . . . . .	58
6.1.1	Generelt . . . . .	58
6.1.2	Forenklinger i dimensjonering . . . . .	58
6.1.3	Usikkerhet i priser . . . . .	59
6.1.4	Usikkerhet i miljøregnskap . . . . .	59
6.2	Konstruksjonsløsninger . . . . .	61
6.2.1	Generelt . . . . .	61
6.2.2	Bjelkebru . . . . .	61
6.2.3	Underspent bru . . . . .	61
6.2.4	Sammenlikning . . . . .	62
<b>7</b>	<b>Konklusjon</b>	<b>63</b>
<b>8</b>	<b>Forskning og utvikling</b>	<b>65</b>
8.1	Konstruksjonsløsninger . . . . .	65
8.2	Miljø . . . . .	66
8.3	Økonomi . . . . .	67
	<b>Vedlegg</b>	<b>68</b>
	<b>Referanser</b>	<b>69</b>

# Kapittel 1

## Innledning

### 1.1 Bakgrunn

Bakgrunnen for valg av oppgave, er den stadig økende miljøbevisstheten i samfunnet. Dagens byggeindustri står ansvarlig for omtrent 40 % av verdens samlede CO<sub>2</sub>-utslipp.[1] Som fremtidens arbeidstakere innen denne bransjen, er det svært viktig å bygge kompetanse rundt mer miljøvennlige alternativer. I Norge blir tre stadig mer brukt som bærende materiale i bygninger, mens på infrastrukturensiden har utviklingen gått litt tregere. Dette danner bakgrunnen for ønsket om å se nærmere på trebruer.

Videre ble det opprettet kontakt med leder for brugruppa hos AFRY, som presenterte Bergelva bru i Troms og Finnmark. Brua er planlagt produsert av betongelementer og skal ferdigstilles i løpet av 2020. Oppgaven falt da på å utvikle en bærende løsning i tre, for så å sammenlikne den mot den planlagte betongløsningen.

### 1.2 Formål

Formålet med denne oppgaven var å bidra til utvikling av miljøvennlig infrastruktur i Norge. Ønsket var å belyse hvorvidt tre kan være konkurransedyktig som konstruksjonsmateriale i en enkel vegbru, sammenliknet med en tradisjonell løsning bygget i betong. Sammenlikningen tar utgangspunkt i Bergelva bru, men vil være relevant for flere lignende tilfeller. I hovedsak blir løsningene vurdert etter kriteriene kostnad og CO<sub>2</sub>-avtrykk. Det estetiske og arkitektoniske, som ofte brukes som argument for å velge tre, vil ikke vektlegges her.

### 1.3 Problemstilling

Målet er å undersøke om alternative bruløsninger bygget i tre er konkurransedyktige mot betongbruer. Problemstillingene skal belyses på en objektiv måte, og har ikke som hensikt å favorisere trematerialet. Oppgaven starter med å se på flere løsninger i tre for så å velge den antatt beste. Videre vil den valgte løsningen settes opp mot betongalternativet og sammenliknes i et økonomisk og miljømessig perspektiv.

## 1.4 Avgrensinger

Oppgaven er avgrenset til problemstillingene.

1. Hvordan optimalisere en løsning for en ett-spenns kjørebru i tre med spenn på 24 meter?
2. Hva er forskjellen i kostnader for den valgte løsningen i tre, sammenliknet med prefabrikkerte betong-elementer?
3. Hva blir miljøgevinsten ved å velge tre som alternativt materiale?

# Kapittel 2

## Teoretisk grunnlag

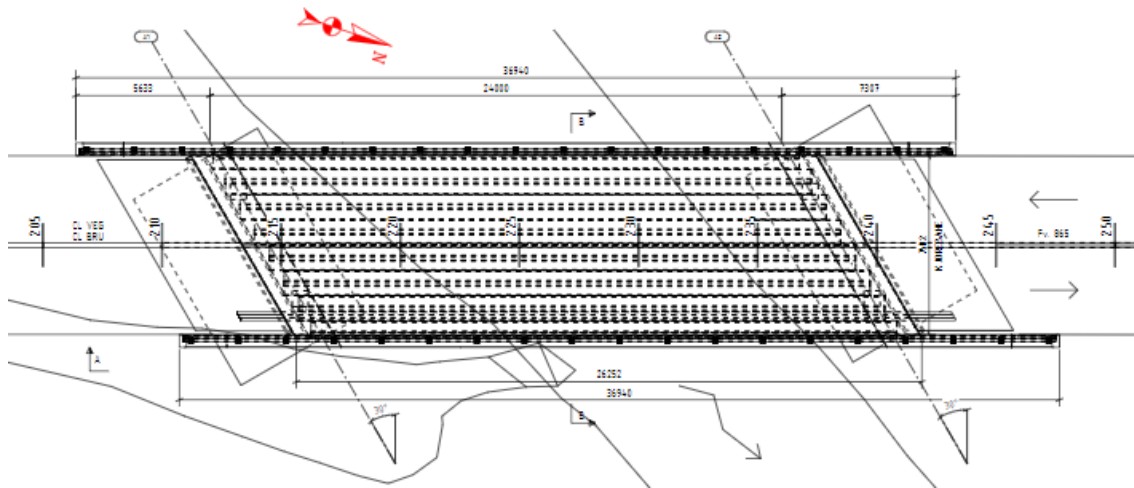
### 2.1 Forutsetninger for oppgaven

Forutsetningene som er satt for prosjektering av den alternative løsningen for Bergelva bru, vil stort sett være de samme som er satt i beskrivelsene for det reelle prosjektet, gitt av Statens Vegvesen. Som en begrensning for denne bacheloroppgaven har man likevel satt noen grensesnitt. Tanken er at disse ikke skal gå utover sammenliknbarheten for de alternative løsningene mot den planlagte løsningen. Oppgaven gir en sammenlikning som kan være relevant i et generelt tilfelle for en enkel vegbru. Man har derfor ikke låst seg til lokasjonen når man skal sammenlikne økonomi og miljø. Transportavstander settes til et sannsynlig generelt tilfelle, ut ifra plasseringen til fabrikkene.

Brua er lokalisert i Nordreisa i Troms og Finnmark fylke. Den skal tilpasses eksisterende Fv. 865, som har en ÅDT på 50 og fartsgrense på 80 km/t. Ferdigstillelsen av brua er satt til 2020, noe som krever en bru som er effektiv å bygge. Dette tas i betraktning når man skal utarbeide en alternativ løsning i tre.

Elva som går under brua, har et definert 200-års flomnivå som betongløsningen er tilpasset etter. Gjennom denne oppgaven vil man til en viss grad forholde seg til dette flomnivået. Med det menes at man forsøker å begrense byggehøyden på brua slik at man unngår vesentlige påkostninger for fylling ved bruas opplegg. Begrensningen av byggehøyden er gjort slik at løsningen kan være et eksempel til etterfølgelse for lignende prosjekter som også har et høyt flomnivå.

Som en liten forenkling har man sett bort ifra skjevheten brua har på elva. Det vil si at man regner med at landkarene står ortogonalt på bruas kjøreretning. I det virkelige prosjektet er landkarene vridd parallelt med elvas strømningsretning for å begrense påkjenningen fra vannstrømmen på fundamentene.



**Figur 2.1:** Plantegning for prosjektet, som viser fundamentenes skjevhet på brubanen. Tegnet av AFRY.

Med tanke på det vegtekniske for denne fylkesvegen, vil man i oppgaven ikke gå dypere inn i dette enn det som virker inn på hvordan brua må dimensjoneres. Dette innebærer en dimensjonerende belegningsvekt på  $3,5 \text{ kN/m}^2$  og belegningsklasse A3-4.[2] Belegningen er for øvrig prosjektert av AFRY til å bestå av 100 mm Ab16. I tillegg etterfølger man de geometriske kravene som foreligger for bredde på kjørebane og fri høyde opp fra kjørebane.

Fundamentering skjer direkte på løsmasser. I denne oppgaven vil man ikke gjøre omfattende fundamentberegninger, men anta at de kan dimensjoneres på en lignende måte som AFRY har beregnet for betongløsningen. Dette er også en fornuftig antagelse da det er kjent at tre er lettere enn betong, og at man slik sett neppe vil måtte dimensjonere opp fundamentene for en trebru.

Ut ifra fra dette har man, med tanke på sammenlikning, satt et grensesnitt. Det går ut på at man regner materialforbruk kun fra fundamentets bunnplate og opp. Utover dette vil man også neglisjere alle andre elementer som antas tilsvarende for en trebru som for en betongbru. Her nevnes eksempelvis vingemurer og overgangsplate. Dette grensesnittet gjelder både for økonomi- og miljøsammenlikningen.



## 2.2 Grunnlag for oppgaven

### 2.2.1 Grunnlag for prosjektering

Som teoretisk grunnlag for prosjektering er det brukt en rekke standarder og håndbøker.

*Håndbok N400 Bruprosjektering* er utarbeidet av Statens Vegvesen med hjemmel i Samferdselsdepartementet forskrifter etter vegloven §13. Håndboken gir grunnlaget for prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner tilknyttet det offentlige vegnettet, og ble gjeldende fra 2015. Håndboken omhandler blant annet generelle konstruksjonskrav for bruer, spesielle krav for trebruer samt krav til lastberegning, analyser og utforming.[2]

*Rapport 422 Trebruer* fra Statens Vegvesen er også brukt som en hovedkilde. Denne rapporten er basert på erfaringer og inspeksjoner fra eksisterende trebruer. Den inneholder ikke krav, men mer anbefalinger, og er derfor brukt som inspirasjon til utforming. Rapporten går også inn på materialtekniske problemstillinger ved bygging av trebruer. [3]

*NS-EN 1995-2 Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 2: Bruer* er en eurokode, fastsatt som Norsk Standard i 2005. Denne virker utfyllende på Statens Vegvesens N400.[4]

*NS-EN 1991-2 Laster på konstruksjoner - Del 2: Laster på bruer* er en Eurokode som ble fastsatt som Norsk Standard i 2003. Med nasjonalt tillegg som kom i 2010 gir dette grunnlaget for fastsettelse av dimensjonerende laster for brua. [5]

*NS-EN 1995-1-1 Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 1-1* er en Eurokode, fastsatt som Norsk Standard i 2004. Sammen med det nasjonale tillegget fra 2010 gir det grunnlaget for generelle dimensjoneringsprosedyrer og -regler for trekonstruksjoner.[6]

*NS-EN 1992-1-1 Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1* er en Eurokode, fastsatt som Norsk Standard i 2004. Med nasjonalt tillegg som kom i 2008 gir dette grunnlaget for generelle dimensjoneringsprosedyrer og -regler for betongkonstruksjoner.[7]

*Limtreboka* ble gitt ut i 2015 og er utviklet av nordiske limtreprodusenter og deres bransjeorganisasjoner. Boka virker forklarende på NS-EN 1995-1-1 og gir god informasjon på limtre som materiale generelt.[8]

### 2.2.2 Grunnlag for økonomisammenlikning

Den økonomiske sammenlikningen vil omfatte kostnader fra ferdig prosjektert til ferdigstilt bru. Dette gjelder materialer og produkter med tilhørende leverings- og monteringskostnader. Kostnadsestimatene for de forskjellige alternativene, er basert på erfaringstall fra tidligere prosjekter AFRY har vært involvert i. Til disse veiledende prisene påregnes en inflasjon på 2,5 % per år for en tilnærming til dagens markedspris. Denne verdien kan sies å være fornuftig med tanke på inflasjonshistorikk.[9] Utover dette vil man kontakte leverandører for å få priset andre spesifikke produkter som inngår i kalkylen. Alle priser regnes ekskludert merverdiavgift.

### 2.2.3 Grunnlag for miljøsammenlikning

Grunnlaget for miljøsammenlikningen for bruene vil være bygget på bruk av Life Cycle Assessments (LCA), oversatt livsløpsanalyser. En fullstendig LCA kartlegger miljøbelastninger til et produkt eller et produkt-system gjennom dens livsløp. Livsløpsanalysen beskriver klimaavtrykket fra produktets fødsel til død eller fødsel til gjenfødsel. Dette innebærer altså utvinning, bruk og avhending av et produkt. Alle elementer som oppfyller funksjoner i produktets livsløp, blir inkludert i miljøregnskapet. Slik får man en total miljøanalyse av produktet. Metodikken og rammeverktøyet brukt i en LCA er etter NS-ISO14044 og NS-ISO 14040. [10]

Målet med en Environmental Product Declaration (EPD) er å gi en konsis og enklere beskrivelse av miljøbelastningen basert på LCA. EPD er en uavhengig tredjeparts deklarasjon av produkters miljøbelastning gjennom deres levetid. Oppsettet på en EPD er standardisert og bestemmes etter *ISO 14025:2006 Miljødeklarasjoner type III - Prinsipper og prosedyrer*. En EPD er delt opp i fem forskjellige stadier og 17 understadier som vist på figuren under. De fem stadiene beskriver produktfasen, installasjonsfasen, bruksfasen, ved endt levetid og gjenvinningsfasen. [10]

Product stage			Construction installation stage		User stage							End of life stage				Beyond the system boundaries
Råmaterialer	Transport	Tilvirkning	Transport	Konstruksjons/ installasjonsfase	Brak	Vedlikehold	Reparasjon	Utskiftninger	Renovering	Operasjonell energibruk	Operasjonell vannbruk	Demontering	Transport	Avfallsbehandling	Avfall til sluttbehandling	Gjenbruk/gjenvinning/ resirkulering- potensiale
A1	A2	A3	A4	A5	B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7	C1	C2	C3	C4	D

**Figur 2.2:** Oppsett på EPD, hentet fra Vedlegg F, med beskrivelse av stadiene i livsløpet.

Miljøpåvirkningene deles opp etter type belastning produktet kan medføre. Hver av disse belastningene gir en verdi for hvert stadium gjennom livsløpet. EPDen beskriver syv forskjellige belastninger, hvor denne oppgaven analyserer Global Warming Potential (GWP). GWP har enhet kg CO<sub>2</sub>-eq. Det er denne tilnærmingen som er mest vanlig i byggebransjen.

I hvert stadium er det estimert en verdi som representerer utslippet fra dette stadiet. En positiv verdi viser til utslipp og negativ verdi indikerer karbonlagring. En negativ verdi kan forklares ved at et produkt tar opp klimagasser og lagrer disse slik at de ikke frigjøres til atmosfæren. Slik kan produsenter se hvilke stadier i en EPD det er mulig å forbedre produktet sitt, samt at kunder kan sammenlikne og velge leverandør etter ønsket miljødeklarasjon.

Når EPDer skal sammenlignes for et produkt, må analysene være standardisert og gjennomført etter gjeldende regler. Dette gjelder hva slags beregninger, rammer og data som skal benyttes. Kontrollen for at sammenliknbarheten opprettholdes gjøres etter Product Category Rules (PCR). En PCR utvikles for hver produktgruppe. Ved å se på EPDer for betong, stål og tre kan man få en oversiktlig og objektiv sammenlikning over hver prosess i deklarasjonen. [10]

## 2.3 Programvare

### 2.3.1 FEM-Design

FEM-Design er et analyse- og modelleringsprogram utviklet av Strusoft. Beregningene baserer seg på ”finite element method”, derav navnet FEM, som er numerisk løsning av elementmetoden. Programvaren gir brukeren mulighet til å modellere og dimensjonere alle mulige konstruksjonsløsninger i et detaljert format innen tre, stål og betong. Modelleringsverktøyene kan oversette filer fra andre programvarer som ArchiCAD og Tekla, siden programvaren kan lese IFC, DWG og DXF-filer. Analysene i programmet gir nøyaktige beregninger hvor man kan regne ut krevende statiske og dynamiske utfordringer. Dimensjoneringene og analysene baseres på Eurokodene med nasjonale tillegg. [11]

### 2.3.2 Tekla Structures og Trimble Connect

Tekla Structures og Trimble Connect er programvarer utviklet av Trimble. I Tekla Structures får brukeren dimensjonere og detaljprosjekttere konstruksjonsløsninger i alle typer materialer, men er best egnet ved bruk av stål og betong. Modellene prosjektert i programvaren gir tegningsgrunnlag for produksjon, og muligheten til å produsere direkte fra 3D-modell. Dette gjør at Tekla Structures kan brukes gjennom hele prosjektet fra planlegging til utbygging og vedlikehold. Trimble Connect er en programvare som blir brukt for å hente informasjon fra Tekla-modellene og gir oversikt over modellen for alle deltakende parter i prosjektet. Med Trimble Connect får brukeren informasjon fra modellen ned til minste detalj. [12]

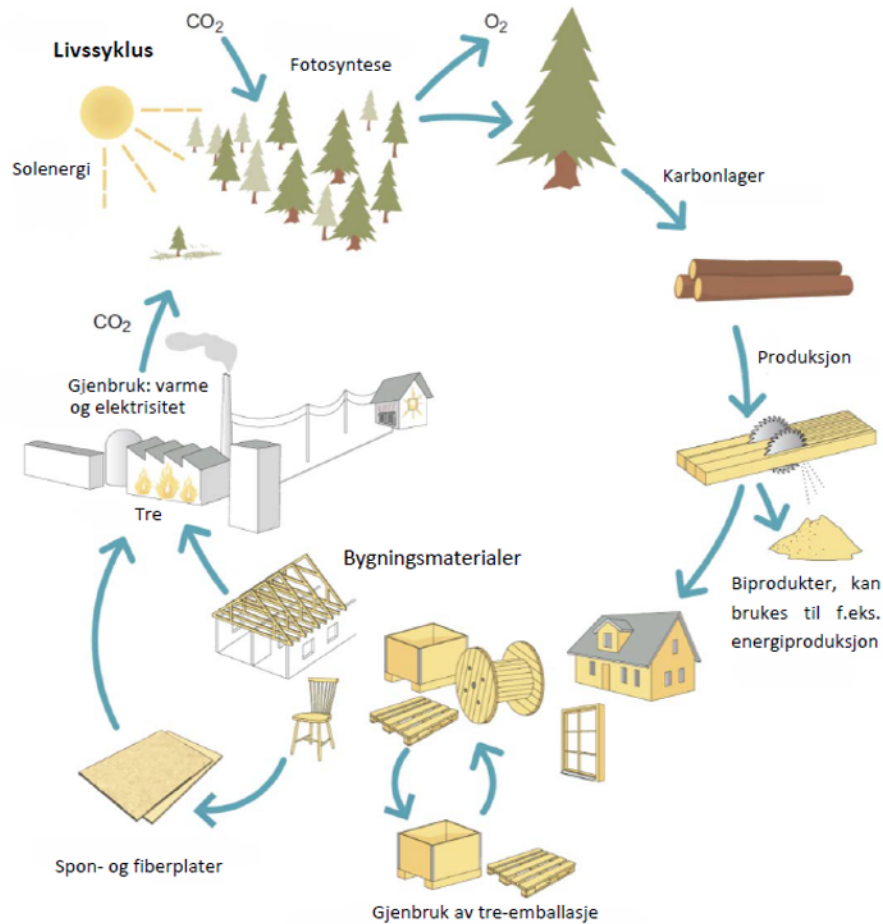
### 2.3.3 ArchiCAD

ArchiCAD er en programvare utviklet av Graphisoft. Programvaren er et tegneprogram som gir tredimensjonale tegninger av konstruksjoner. Fra den tredimensjonale modellen kan man hente tegninger av detaljer, snitt, fasader og plan. En forandring i modellen gir like forandringer i de andre tegningene da disse er tilknyttet 3D-modellen. ArchiCAD vil, sammenliknet med Tekla Structures og FEM-Design, gi et finere arkitektonisk utseende av en modell. Dette gjør ArchiCAD til et godt egnet program for design og visualisering av prosjekter. ArchiCAD er best egnet for bygninger, og gir ikke analyser av modellen lik FEM-Design eller konstruksjonsprosjektering på nivå med Tekla Structures. ArchiCAD er tilpasset til Norsk Standard og norske maler. [13]

## 2.4 Materialeegenskaper - Limtre

### 2.4.1 Miljø

Tre er et naturmateriale som i biologien stammer fra karplantene. Tre er et levende materiale, og dets egenskaper og funksjoner avhenger prosesser i naturen. Fotosyntesen og celleånding er bakgrunnen for alle levende organismer på jorden. Sammen med vann, karbondioksid og solenergi danner trær druesukker. Druesukkeret blir til næring og strukturelementer som får trærne til å vokse. Gjennom fotosyntesen og celleåndingen vil treet henholdsvis lagre og slippe ut karbondioksid. Disse prosessene inngår i naturens eget karbonkretsløp. [8] Bruken av trematerialet vil ikke tilføre karbonkretsløpet noe nevneverdige verdier av utslipp, i motsetning til mange andre materialer. Ved bruk av tre som konstruksjonsmateriale vil denne syklusen bli forlenget til trematerialet råtner eller brennes. Lagringen av karbon i trematerialet hindrer at karbondioksid slippes ut i atmosfæren, og utsetter trets utslipp. I tillegg er tre en fornybar og bærekraftig ressurs. Forutsetningen for dette er at uttaket av trematerialer ikke hindrer tilveksten av nye trær.[14] Figuren under illustrerer livssyklusen til tre, hvor man kan se hvordan tre er et fornybart materiale.



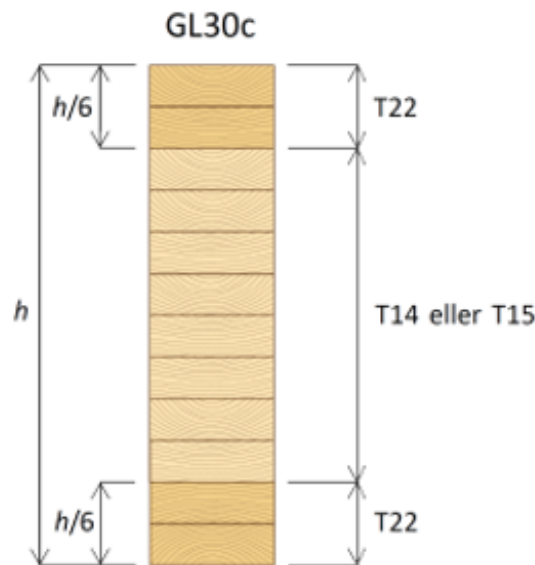
Figur 2.3: Beskrivelse av trets livssyklus.[8]

### 2.4.2 Limtreets oppbygning

I Norge er det stor tilgjengelighet på tre. Norges skog dekker 38 % av landets areal, hvorav bartrærne gran og furu utgjør de største andelene. Gran og furu er godt egnet som byggematerialer og til bruk i limtre. Gran har gode limeegenskaper og furu kan impregneres. Det gjør det norske markedet godt egnet til bruk og produksjon av limtre og andre trematerialer.

Limtre er et konstruksjonsmateriale, hvor lameller av tre limes og presses sammen til en ønskelig komponent. Lamelltykkelsen varierer i størrelse fra 6-45 mm. Ved å kombinere ønskede dimensjoner på komponentene, kan limtrekonstruksjoner tilpasses hvert enkelt prosjekt etter konstruksjonsmessige og arkitektoniske ønsker. Limtre er derfor godt egnet til prosjekter hvor for eksempel krumme bjelker skal benyttes. Ved brubygging brukes oftest lameller av furu siden bruer er mer værutsatt enn andre konstruksjoner, og må impregneres. Lamelltykkelsen for furu er normalt 33 mm. [8]

Siden tre er et biologisk materiale vil det være variasjoner på egenskapene for komponenter. Limtrekombinasjoner kan være satt sammen av like komponenter med samme styrkeklasse, og vil da betegnes med en «h» som står for homogent. Den andre kombinasjonsmetoden er å sette sammen limtreet av ulike komponenter, og blir da betegnet med en «c» som står for kombinert. Kombinert limtre er mest brukt i industrien i dag, hvor de sterkeste komponentene vil ligge der påkjenningene er størst. Dette vil regelmessig være ytterst på tverrsnittene. Denne metoden vil være økonomisk hensiktsmessig for forbrukere av limtre. Tverrsnittet på en typisk kombinasjon av limtre er vist på figuren til under, hvor man ser et tverrsnitt av en GL30c-bjelke. Her har bjelken en kombinasjon av ytre lameller av T22 og indre lameller av T14 eller T15. Tallene 22, 15 og 14 står for karakteristisk strekkfasthet, i enhet N/mm<sup>2</sup>. [8]



**Figur 2.4:** Tverrsnitt som viser sammensetning av lameller for en GL30c limtrebjelke. [8]

Limtrekomponenter har høy styrke i forhold til sin egenvekt. Den lave egenvekten fører til billigere transport og enklere montasje. Dette kan slå ut positivt både økonomisk og miljømessig ved flere typer prosjekter. Ved frakt av limtrekomponenter vil begrensningene ligge i størrelsen på komponentene. I Norge er det nødvendig med spesiell tillatelse dersom lengden på frakten overstiger 20 meter. Det samme gjelder om bredden på lasten overstiger 3 meter og høyden overstiger 4,5 meter. Vanligvis vil det gis tillatelse til en lastlengde rundt 30-35 meter, men dette krever større og dyrere transportkjøretøy. En løsning er å dele konstruksjoner i mindre enheter som man kan sette sammen på byggeplass. Dette medfører at det må planlegges nøye ved bruk av limtre i store konstruksjoner. Limtre er prefabrikkerte elementer og må være riktig dimensjonert når elementene kommer til byggeplassen. Det vil være vanskelig å gjøre endringer og tilpasninger med elementene under en byggeprosess.[8]

### 2.4.3 Materialeegenskaper

Limtre har mange av de samme egenskapene som annet konstruksjonsvirke. Fastheten til limtre vil avta ved økende fuktighetsinnhold og økende lastvarighet. Tre er, i motsetning til stål og betong, et anisotrop materiale, noe som vil si at fastheten er ulik i de forskjellige retningene. Holdbarheten og formasjonen i trematerialet er forskjellig i radial, tangentiell og longitudinal retning. Det er vinkelen mellom fiberretningen i trematerialet og kraften som bestemmer kapasiteten. Fastheten er størst langs fiberretningen og minst på tvers av fiberretningen.

Ved dimensjonering av limtrekonstruksjoner må man ta hensyn til hvordan trematerialet plasseres i forskjellige klasser.

- Klimaklasser tar hensyn til varierende fuktighetsinnhold. Fuktighetsinnholdet påvirker styrken og stivheten til trematerialet. I Eurokode 5 henvises det til tre klimaklasser. Hvilken klimaklasse materialet havner i avhenger av klimaet ved konstruksjonens plassering og fuktinnholdet i trematerialet.
- Lastvarighetsklasser tar hensyn til varigheten lastene som påvirker konstruksjonen har. Trematerialet mister deler av sin styrke når den blir belastet over lengre tid. Laster som egenvekt, vindlast eller eksplosjonslast blir delt inn i klasser etter varighet. For eksempel vil egenvekten være en permanent last siden den alltid vil være til stede. En eksplosjonslast vil være en øyeblikkslast siden den virker over svært kort tid.

Lastvarighetsklassen kombinert med klimaklassen vil bestemme en modifikasjonsfaktor,  $k_{mod}$ , som har innvirkning på trematerialets teoretiske fasthet. Opptrer flere av lastene samtidig skal verdien for  $k_{mod}$  velges etter lasten med kortest lastvarighet. Faktoren velges etter tabell 3.1 i NS-EN 1995-1-1.[6]

Ved langtidsdeformasjoner henviser Eurokode 5 til en deformasjonsfaktor,  $k_{def}$ . Deformasjonsfaktoren viser til fuktighetsinnholdet i treet og dens betydning på langtidsdeformasjoner. Klimaklassen avgjør verdien på  $k_{def}$  og blir valgt i henhold til tabell 3.2 i NS-EN 1995-1-1.[6]

Limtre plasseres i en fasthetsklasse i henhold til standard NS-EN 14080. Produsenter kan likevel gjennom egne beregninger og tester definere en fasthetsklasse som tilpasses et ønsket formål. Verdier for fastheter i denne oppgaven hentes fra tabell 4 i NS-EN 14080. [15]

Unntaksvis vil man for trykk vinkelrett på fiberretning, referert til som  $f_{c,90,k}$ , støtte seg til en rapport fra Treteknisk Institutt, for å kunne regne med en økt fasthet. Denne argumenter for å øke fasthetsverdien fra 2,5 til 5,5 N/mm<sup>2</sup>. Rapporten viser til et forsøk som trykktester lengre prøvestykker. Prøvestykkene ble belastet partielt i dette forsøket. Verdiene fra EN 14080 baserer seg derimot på trykktesting av mindre prøvestykker som belastes over hele lengden. Rapporten veileder videre bestemmelse av faktoren  $k_{90,c}$ , som også vil avvike noe fra anvisninger i NS-EN 1995-1. [16]

Ved beregninger med limtre vil man dimensjonere for både bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. For å dimensjonere i bruddgrensetilstanden tar man de karakteristiske fasthetsverdiene vist i tabell 2.3 og kombinerer disse med modifikasjonsfaktorer. For eksempel vil dimensjonering i bruddgrensetilstand for gitt fasthet bli som følger:

$$X_d = k_{mod} \cdot \frac{X_k}{\gamma_m} \quad (2.1)$$



## 2.5 Konstruksjonsløsninger

### 2.5.1 Generelt

En bru er en konstruksjon som lager vei over fysiske hindringer. Hvilken utforming som er hensiktsmessig kan variere ut ifra klima, spenn og materiale. Generelt sett består brukonstruksjoner av en overbygning og en underbygning. Hensikten med bruene er å danne en sikker tilkomst over hindringen, der konstruksjonen fører påførte laster ned i grunnen. Ved valg av type bru må de ulike løsningene analyseres for å se hvilke styrker og svakheter de vil ha.

### 2.5.2 Platebru

En bru blir karakterisert som en platebru når bruplatten i seg selv utgjør hovedbæresystemet. Fra Statens Vegvesens erfaring, vil en platebru på opptil ti meter kunne være konkurransedyktig. Dersom hovedspennet strekker seg over lengre avstander kan platebruene bli støttet opp av piler eller kombineres med andre brutyper. Dette vil gjøre platebruer aktuelle ved lengre avstander, så lenge fordelingen av spenn tilpasses. En typisk lastsituasjon for en platebru vil gi en trykksone i overkant der dekket presses sammen og en strekksone i underkant. Kreftene fordeles utover støttepunktene til bruplata. [3]

Limtre og konstruksjonsvirke vil være mest aktuelt for en sterk platebru. For å få til en platefunksjon for trematerialet vil bjelkene spennes sammen til et tverrspent dekke. Dette gjøres ved å forbore hull, og trekke stag av høyfast stål på tvers gjennom alle bjelkene. Stagene spennes opp og forankres på hver side av dekket. Dette gjentas med en typisk senteravstand på 500-800 mm, for å sikre en jevn forspenning langs hele brudekket. Dersom bjelkene har dimensjoner på opp mot en meters høyde, kan platebruene ha opptil 20 meters spenn. Spørsmålet ved bruken av platebru ved større spenn, er om materialforbruket vil gi for store økonomiske belastninger i forhold til andre konstruksjonsløsninger. [3]



**Figur 2.5:** Mattisdammen bru som eksempel på en tverrspent platebru. [3]

### 2.5.3 Bjelkebru

Bjelkebru er en brukonstruksjon som potensielt kan tåle større spennvidder enn en platebru. Det finnes flere ulike måter å utforme en bjelkebru på. Ved god tilpassing ut ifra lokasjon, geometri og last vil det potensielt gi svært god utnyttelse av materialet. De langsgående bjelkene, heretter kalt langbærere, vil uansett måtte kombineres med en overliggende plate. Platen kan utformes etter samme prinsipp som forklart i 2.5.2, nemlig ved tverrspenning. Dette for å oppnå platevirkning og stivhet i begge retninger. Senteravstanden mellom langbærerne vil medføre spenn også på tvers av kjøreretning noe som er avgjørende for dimensjonen på platen. Utfordringen med en slik løsning er det eventuelle kravet om fri høyde under bruene. Konstruksjonen blir ofte høy, så det er derfor viktig å optimalisere utformingen slik at man reduserer høyden. [3]



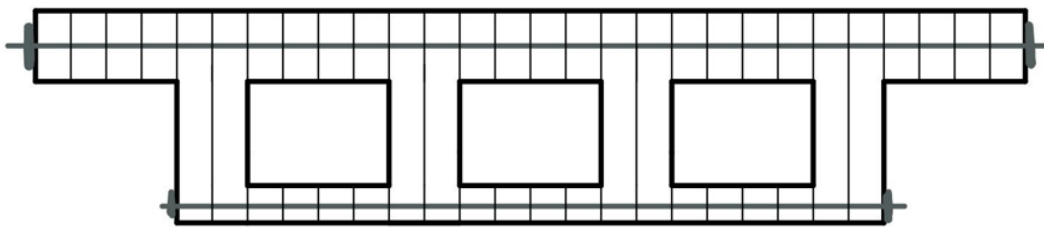
**Figur 2.6:** Grylla bru som eksempel på en bjelkebru. [3]

Her finnes det to løsninger på utforminger som kan være interessante. Det tverrspenne dekket kan enten plasseres slik at lamellretningene går på langs eller på tvers av lengderetning på vegbanen. Utformingen med elementer på tvers av vegbanen er ikke blitt brukt for større bruer i Norge, men vil kunne ha flere gunstige funksjoner. Løsningen fører til at man kan ha større bjelkeavstand, noe som kan gi mindre materialforbruk. Utfordringen ligger da i at platen vil bidra vesentlig mindre på bruas stivhet langs kjøreretningen. [3]

En løsning med lameller langs kjørebane er derimot mer brukt i Norge. En god utforming med denne metoden er å tverrspenne bjelkene inn i dekket, slik at konstruksjonen får funksjon som en T-bjelke. Slik får man et vesentlig større motstandsmoment mot bøyning. Dette vil også hjelpe til med å senke byggehøyden, som kan bli avgjørende ved valg av bruløsning. [3]

### 2.5.4 Kassebru

En videreutvikling av T-tverrsnittet nevnt i 2.5.3 vil være å utforme tverrsnittet som en eller flere kasser. Begrepet kassebru forbindes i bruverden kanskje først og fremst med stål- eller betongkasser, men denne tverrsnittstypen er også aktuell for trematerialet. Med utgangspunkt i T-tverrsnitt, hvor man får en vesentlig større kapasitet i tverrsnittets trykksone, vil man med et kassetverrsnitt også forbedre strekksonekapasiteten på undersiden. Det gjøres ved å legge plater mellom bjelkenes underkant, for så å tverrspanne på samme måte som i overkant av tverrsnittet. Tverrsnittet overfører krefter fra bjelken til platen og øker dermed strekksoneareal og -kapasitet. Brutverrsnittet kan utføres med en eller flere kasser. Kassetverrsnitt i tre angis å kunne ta spenn på opptil 25 meter. [3]



Figur 2.7: Prinsippskisse av et kassetverrsnitt.

### 2.5.5 Sprengverksbru

Dette er en brutype hvor hovedbæresystemet er utformet med to, eller oftest to par bjelker som møtes i toppen og danner en slags pyramide. Brubanen kan være under-, over- eller mellomliggende, og vil ut ifra dette enten henges opp i, eller ligge å hvile på hovedbæringen. Hensikten er da i størst mulig grad å få overført kreftene som rene trykkrefter ned til fundamentene. Bærebjelkene er forbundet med ledd i toppen, og leddet ned til fundamentene. Ved under- eller mellomliggende brubane har man hengestag som er festet i toppen av pyramiden. Det kan også festes hengestag til selve bjelkene, men dette vil medføre bøyningmoment og skjærkrefter i bjelkene, noe som kan bli en svakhet. [3]



Figur 2.8: Skisseprosjekt av sprengverksbru, utført av Multiconsult. [17]

### 2.5.6 Hengverksbru

En brubane med underliggende bæresystem, utformet som et slags fagverk kalles en hengverksbru. Her utgjør brubanens kantbjelker fagverkets overgurt, mens undergurten er strekkstaver eller enkle kabler i stål. Siden stål har vesentlig bedre strekkfasthet, vil dette medføre et mindre tverrsnitt for undergurten, noe som kan være økonomisk gunstig. Brubanen legges ofte med god overhøyde for å få en bedre fordeling av krefter i bæresystemet.[3]



Figur 2.9: Kjærra bru over Glomma som eksempel på hengverksbru. [18]

### 2.5.7 Buebru

En buebru er en brukonstruksjon som består av elementene bue, stag og brudekke. I en buebru vil buen være hovedbæresystemet, og føre hovedandelen av lastene til grunnen. Den kan sammenliknes med en sprengverksbru, men kurven på bjelkene gjør dem mer robuste mot bøyningmoment. Buen kan ligge delvis eller helt over eller under brubanen. Valg av utforming blir gjort etter terrenget og lokasjonen.

Fra et statisk ståsted vil en underliggende buebru være mest gunstig. En underliggende bue vil være mindre utsatt for vindlaster enn en overliggende bue. Utfordringen ved en underliggende bue vil være det eventuelle kravet om fri høyde under brua. En underliggende bue vil i tillegg være mer gunstig enn en overliggende bue når det gjelder tverravstivninger, og dermed stabiliteten til buene.

En overliggende bue vil kreve at stavene fører dekkets belastning opp til buen. Ved en overliggende bue kan stagene utformes som hengestag i en standard buebru eller opptre som et nett, såkalt nettverksbuebru. Fordelen ved en nettverksbuebru er at de skråstilte hengestagene vil gi en redusert momentbelastning på buen. Buen kan derfor dimensjoneres slankere enn for andre buekonstruksjoner. Fra et økonomisk perspektiv vil dette redusere materialforbruket i buen, men løsningen vil samtidig gi flere knutepunkter i buekonstruksjonen som kan gi økte kostnader. En overliggende bue vil, sammenliknet med en underliggende bue, være

mer utsatt for vær og vind. Dette vil føre til et behov for flere avstivninger, som igjen vil øke materialkostnadene. Avstivningene skal plasseres slik at de vil følge kravene om fri høyde over vegbanen, noe som kan bli problematisk ved avstivning mellom buene. En alternativ løsning er å spenne inn en U-ramme med momentstive hjørner fra buetoppene og rundt dekket. En U-ramme vil kunne gi utfordringer ved montering på en nettverksbuebru hvor U-rammen kan kollidere med stengene.

Ser man på materialvalg for buen, vil bruk av limtre være svært konkurransedyktig i forhold til betong og stål. Grunnen til dette er at det ikke er like fordyrende å krumme limtrebjelker sammenliknet med stål- og betongbjelker. Buen kan også formes enkelt etter den statiske løsningen som er best egnet.[3]



**Figur 2.10:** Bugrinsky bridge i Russland som eksempel på nettverksbuebru i stål. [19]

### 2.5.8 Fagverksbru

Ved større spennvidder vil en fagverksbru være en konkurransedyktig løsning. Fagverk i tre har blitt brukt til å lage bruer med spenn på opptil 100 meter. Ved bruk av fagverk kan konstruksjonen utføres med mindre dimensjoner på tverrsnittene enn andre utforminger. Grunnen til dette er at stavene blir utnyttet til enten rent trykk eller strekk. Ved lengre spenn vil utformingen ha en redusert kostnad på materialbruk, mens ved kortere spenn vil økte detaljkostnader overløpe materialbesparelsene. [3]



**Figur 2.11:** Verdens sterkeste trebru, utformet som fagverk, lokalisert på Rena.[20]

### 2.5.9 Henge- og skråstagbru

Henge- og skråstagbruer forbindes gjerne med store totalspenn og materialene stål og betong. Brutypen tillater relativt slanke konstruksjoner, som gir dem et spektakulært utseende, men også ofte utfordringer med stabiliteten. Hovedbæringen er et eller flere tårn, og fra disse henges brubanen opp. Dette kan gjøres med skråstag festet direkte i tårnet som en skråstagbru. Alternativt kan man feste kabler mellom tårnene, og fra disse ha vertikale stag som brubanen henges opp i. Tårn og brubane kan utføres i tre, men for strekkstag og kabler er man tjent med å bruke stål. Brutypene er først og fremst aktuelle for gang og sykkelveger dersom man skal bruke trevirke. For vegbru må i så fall tårn og brubane forsterkes. [3]

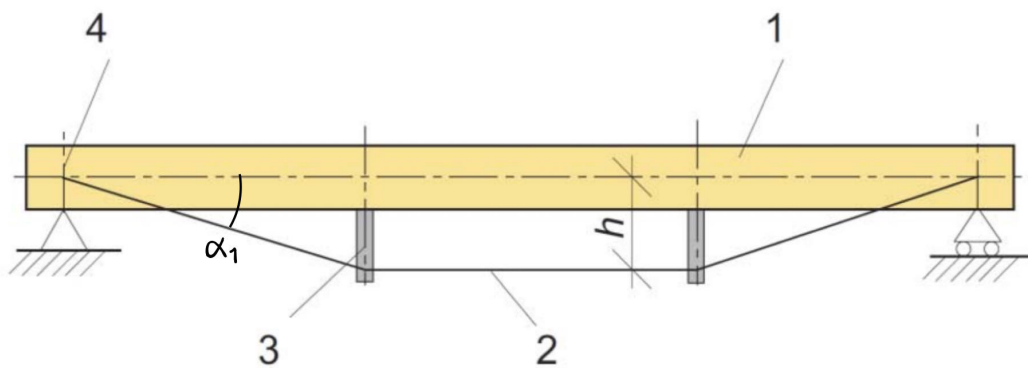


**Figur 2.12:** Mulighetsstudie av ny Mjøsbru i tre, på bildet utført som en skråstagbru. [21]

## 2.6 Underoppspanning

Underoppspanning av trebjelker er en metode som kan gi bedre utnyttelse av bjelketverrsnittet, og kan dermed være materialøkonomisk. Løsningen er nevnt blant annet i Moelvns limtrebok kapittel 3.5 [8]. Under samtaler med Moelven Limtre ble det klart at dette var en løsning man hadde lite erfaringer med i Norge, mens i Sverige var det litt brukt i bygninger. Enda mindre erfaring har man med bruk av underoppspanning i trebruer, men prinsippene er de samme som for etteroppspanning av betong.

Prinsippet går ut på å legge spenntau rundt vertikale stag på undersiden av trebjelken. Spenntauene strekkes opp og forankres som oftest i bjelkens tyngdepunktsakse. Høyden fra tyngdepunktsaksen og ned til bunn av stag vil gi en eksentrisitet på spennkraften i tauet i forhold til trebjelken. Virkningen vil være løftekrefter som kan betraktes som oppadrettede punktlaster ved stagene. Forankringene av spenntauet vil påsette trebjelken trykkrefter i begge ender. Størrelsen på løftekreftene vil avhenge av eksentrisiteten, eller rettere sagt vinkelen  $\alpha_1$  som spenntauet danner med bjelkens lengdeakse. Den vil også avhenge av oppspenningskraften i tauet. Slik kan man balansere løftekreftene med nyttelasten og gi en gunstig utnyttelse av tverrsnittet.



**Figur 2.13:** Stagene (3) gir løftekrefter avhengig av høyden,  $h$ . Ved forankringene (4) vil bjelken påsettes trykk. [8]

Det finnes per tidspunkt ingen standard som tar for seg for underoppspanning av trebjelker. Beregninger vil i denne oppgaven baseres på fornuftige antagelser, med inspirasjon fra Petter Aune's Trekonstruksjoner del 2 [22]. I tillegg har man brukt NS-EN 1992 1-1 Betongkonstruksjoner [7], som tar for seg etteroppspanning av betongbjelker, noe som er svært sammenliknbart.

Med bakgrunn i dette har man sett for seg noen variable faktorer i forbindelse med underoppspanning av brubjelker. Det første prinsippet omhandler en økning eller reduksjon av oppspenningskraft som følge av deformasjon av brubjelkene. Når stagene forflyttes ned eller opp, og spenntauene er uforskyvelig forankret i bjelkens ender, vil spenntauet måtte henholdsvis utvide eller trekke seg sammen. Utregninger her antas å kunne baseres på Hookes lov, da man ser for seg tøyninger innenfor spenntauenes elastiske sone.

$$\sigma = E \cdot \epsilon \quad (2.2)$$

En annen effekt av bjelkeformasjon vil være endring i eksentrisiteten eller vinkelen spenntauet danner med bjelkeaksen. Nedbøyning gir større vinkel og større løftekraft, og motsatt for negativ nedbøyning. Alt i alt vil dette være en gunstig effekt. Løftekraften avtar ved overhøydeposisjon, noe som begrenser overhøyde, men øker ved nedbøyning, og dermed begrenser den også.

Videre vil temperatur være en variabel som påvirker oppspenningssystemet. Gitt stålets lineære temperaturutvidelseskoeffisient og en maksimal temperaturredifferanse over en tid, kan man beregne en maksimal utvidelse eller stukning av stålet. Dette vil resultere i henholdsvis reduksjon og økning av oppspenningskraft. Basert på NS-EN 1991-1-5: Termiske påvirkninger, opereres det med følgende parametere. [23]

Lineær lengdeutvidelseskoeffisient for konstruksjonsstål:

$$\alpha_T = 1.2 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1} \quad (2.3)$$

Ekstremaler for lufttemperatur på brustedet basert på en 50 års returperiode:

$$T_{max} = 34^\circ\text{C} \quad (2.4)$$

$$T_{min} = -40^\circ\text{C} \quad (2.5)$$

Initialtemperatur på det tidspunkt konstruksjonen fastholdes (brukes når ingen annen informasjon foreligger):

$$T_0 = 10^\circ\text{C} \quad (2.6)$$

Den siste variabelen som medregnes går på relaksasjon i stålet og beregnes etter formler fra NS-EN 1992-1-1 Betongkonstruksjoner [7]. Det blir tatt utgangspunkt i bruk av spenntau med relaksasjonsklasse 1; vanlig relaksasjon. Dette gir formelen:

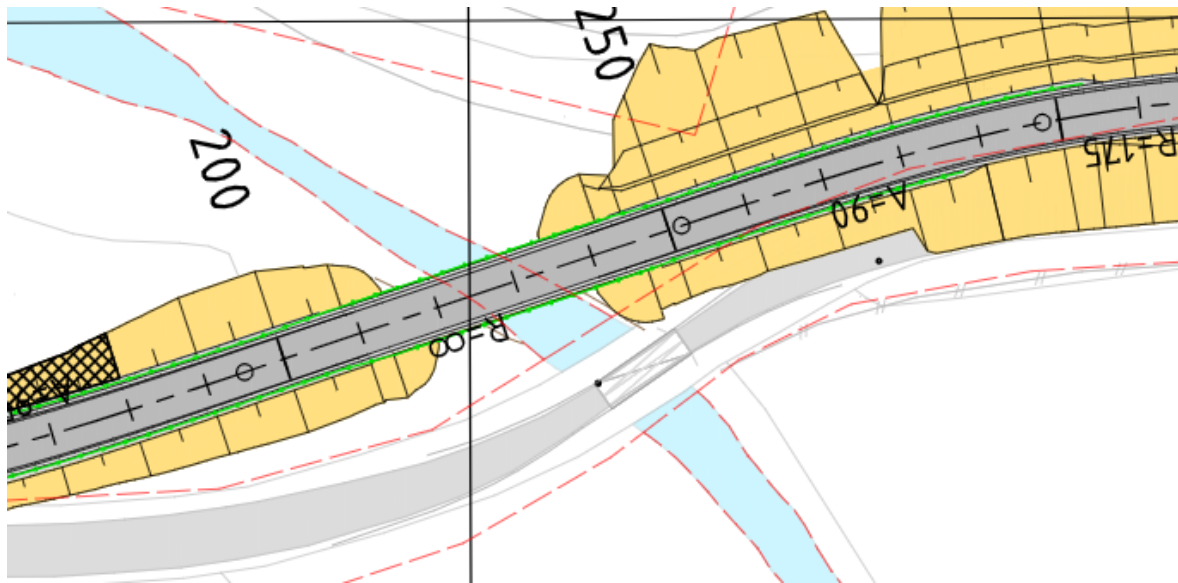
$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pr}} = 5.39 \cdot \rho_{1000} \cdot e^{6.7\mu} \cdot \left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)} \cdot 10^{-5} \quad (2.7)$$

I tillegg til ekvivalente løftekrefter ved stagene, vil bjelkesystemet få en økt stivhet. I prinsippet handler dette om et økt arealtreghetsmoment som bidrar til en økt bøyestivhet. En krumning av bjelken vil kreve en ytterligere utvidelse av stålet, som gir motstand mot bøyning. Jo større eksentrisitet og areal spenntauet har, jo større vil Steiner-bidraget til spenntauet være. Det økte arealtreghetsmomentet vil altså være størst i midtspennet der spenntauet er parallelt med bjelkeaksen. Mot sidene, der spenntauene er skrå, vil Steiner-bidragene variere.



## 2.7 Betongløsningen

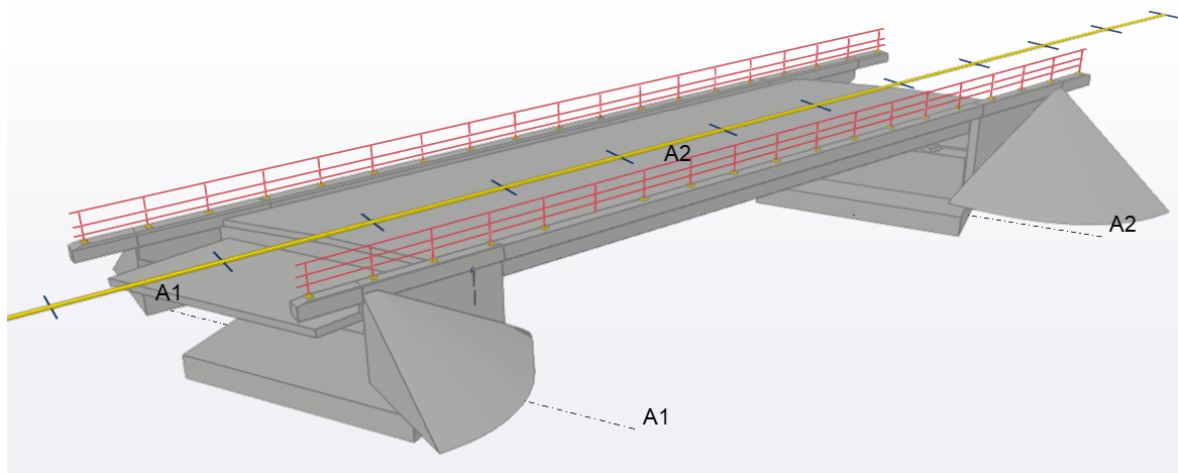
Bergelva bru er et pågående prosjekt hvor AFRY står ansvarlig for prosjektering og dimensjonering av bruene. Tegninger går videre ut på anbud våren 2020, og prosjektet er tenkt ferdigstilt i løpet av kalenderåret. Som situasjonsplanen viser, vil løsningen gi en rettere krysning av Bergelva i Nordreisa kommune. Dette medfører bruas skjevhet på elva og fundamenter som vil stå med 60 grader vinkel på brubanen. Det gir en mer trafikksikker løsning med hensyn til fartsgrensen på 80 km/h, samt at man i motsetning til eksisterende bru nå vil få to kjørefelt.



Figur 2.14: Situasjonsplan for Bergelva.

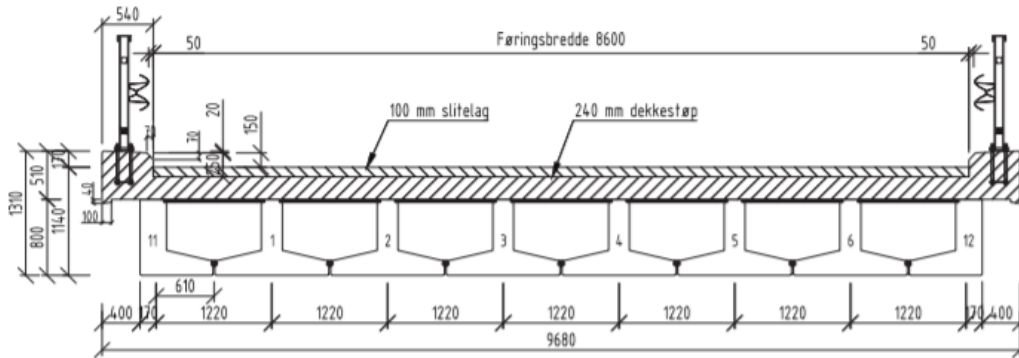
### 2.7.1 Dimensjoner

Bruen består av betongelementer, dimensjonert etter SVV's nye håndbok *V426 Prefabrikkerte brubjelker* [24], med et 240 mm tykt plastøpt betongdekke oppå. Håndboken gjør det mulig å lese ut hva slags brutvernsnitt som trengs ved en gitt spennvidde ut ifra diverse tabeller og variabler. Dette legger til rette for svært effektive bruprosjekter, både med tanke på prosjektering og utførelse.

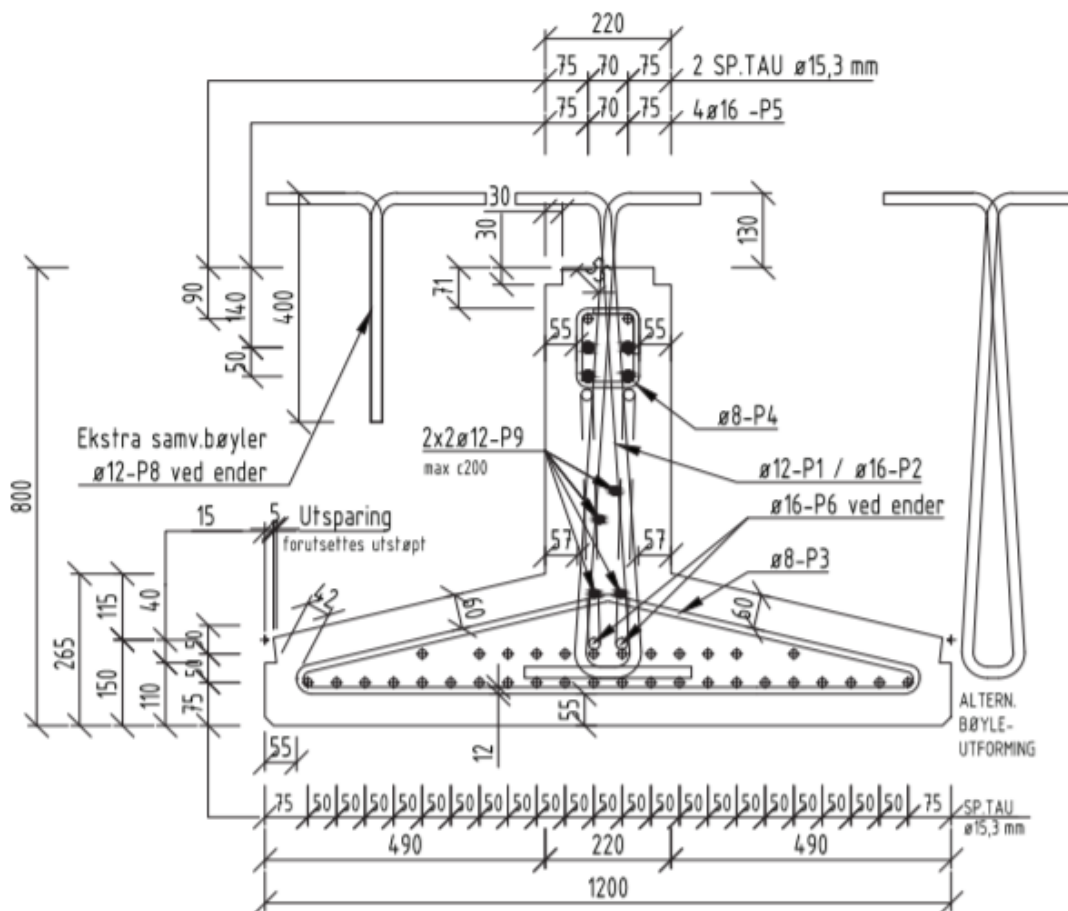


Figur 2.15: AFRYs modell av betongbruen.

Tverrsnittet har seks like bjelker av typen NTB, og to kantbjelker av typen KTB. Av konkurransehensyn går man her ikke nærmere inn på dimensjoner på bjelkene. Et typisk armeringstverrsnitt for slike typer bjelker kan, etter V426, se ut som vist på figur 2.17. Antallet spennenheter tilpasses etter tabell i V426, avhengig av spennvidde. Ellers vil armeringstverrsnittet tilpasses de dimensjonene bjelkene måtte ha. Brubjelkene produseres i betongkvalitet B55, og for plastøst betong brukes kvalitet B45. Begge betongfasthetene produseres innenfor lavkarbonklasse B med hensyn på klimaregnskap.



Figur 2.16: Eksempel på brutverrsnitt av prefabrikkerte betongbjelker. Hentet fra V426. [24]



Figur 2.17: Typisk armeringstverrsnitt for en NTB-bjelke. Hentet fra V426. [24]

### 2.7.2 Miljø

Den største delen av klimagassutslippet fra betong skjer under produksjonsfasen, eller stadiene A1-A3 som det refereres til i EPDer. Det er sementen i betongen som står for de største utslippene for betong. Grunnen til dette er at ved produksjon av sement skjer det en kjemisk prosess, kalt kalsinering, hvor kalk varmes opp og frigir store mengder CO<sub>2</sub>. Tall kan variere fra blanding og oppbygning, men man kan si at omtrent 90 % av klimagassutslippet ved ferdigblandet betong og 70 % av klimagassutslippet ved betong montert på byggeplass kommer fra sement. [25] I tillegg til utslippet fra selve betongen, kommer utslipp fra armering, frakt og støpeprosessen. I bruksfasen, B-fasen, vil betong bli et karbonlager. Betong karbonatiserer, som vil si at betongen reagerer med CO<sub>2</sub> i omgivelsene og binder opp denne. Karbonfangsten øker etter endt levetid når betongen knuses. Dette gir en ytterligere kompensasjon for utslipp i C-fasen. [26]

Med tiden har interessen for optimalisering av betongsammensetning økt, og begrepet lavkarbonbetong har blitt aktuelt i bygg- og anleggsbransjen. I grove trekk handler det om å redusere sementandelen og gjøre en endring i sementens sammensetning. Ut ifra tabeller avhengig av CO<sub>2</sub>-ekvivalenter kan man videre klassifisere betongen i klassene A til C, hvor A er den mest miljøvennlige. Ifølge betongteknolog i Skanska, Sverre Smeplass, er det med miljøhensyn vel så aktuelt å se på optimalisering av betongvolum som betongproposjoneringen. Lavkarbonbetong kan nemlig medføre noen ulemper i støpeprosessen som kan komplisere prosjekter. [27]

## 2.8 Laster

### 2.8.1 Generelt

Klassifisering av laster er gjort i henhold til håndbok N400 og deles opp på følgende måte:

- Permanente påvirkninger
- Variable påvirkninger
- Ulykkespåvirkninger

Som grunnlag for dimensjonering benyttes den karakteristiske verdien av påvirkningen. [2]

### 2.8.2 Permanente påvirkninger

Permanente påvirkninger regnes som:

- Konstruksjonens egenlast
- Egenlast fra ballast og utstyr som ikke vil bli fjernet
- Ytre vanntrykk fra grunnvannstand
- Jordtrykk fra jord og fyllmasser

#### Tyngdetettheter for egenlast

Tabell 2.1: Tyngdetettheter. [8][28][2]

Tyngdetettheter		
Material	kg/m <sup>3</sup>	kN/m <sup>2</sup>
Limtre	390	
Kreosotimpregnert limtre	415	
Stål	7800	
Vegbelegning		2,5

#### Jordtrykk

Laster fra jordfylling og jordtrykk antas tatt opp av landkar, støttemurer og endeskjermer.

#### Vanntrykk

Permanent del av oppdrift antas tatt opp av landkar. Vanntrykk fra elv ses bort ifra da bruens overbygning prosjekteres tilstrekkelig over 200 års flomhøyde.

### 2.8.3 Variable påvirkninger

#### Generelt

- Trafikklaster
- Støt- og fortøyningslaster fra ferje
- Naturlaster
- Andre variable laster som:
  - Last fra variabel ballast og utstyr som kan fjernes
  - Laster påført konstruksjonen i midlertidige faser som fabrikasjon, installering, spesielle kortvarige operasjoner, fjerning osv.

### 2.8.4 Trafikklast

Trafikklaster regnes ut i henhold til NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 [5] og Samferdselsdepartementets «Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.)». [29]

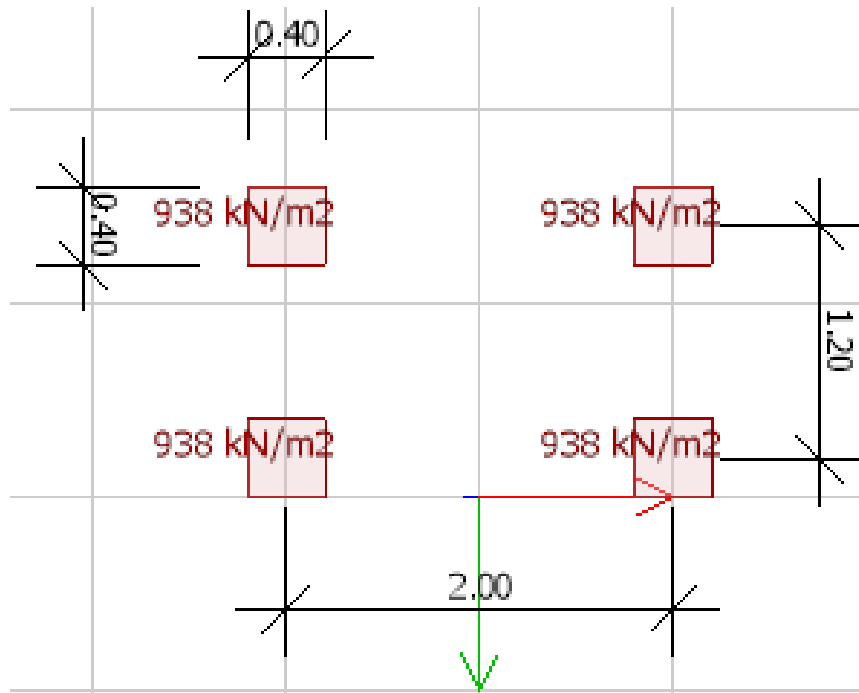
#### Vertikale trafikklaster:

##### Lastmodell 1 (LM1)

Tabell 2.2: LM1.

Kjørefelt	Jevnt fordelt last kN/m <sup>2</sup>	Aksellast kN
1	5,4	300
2	2,5	200
Gjenværende	2,5	0

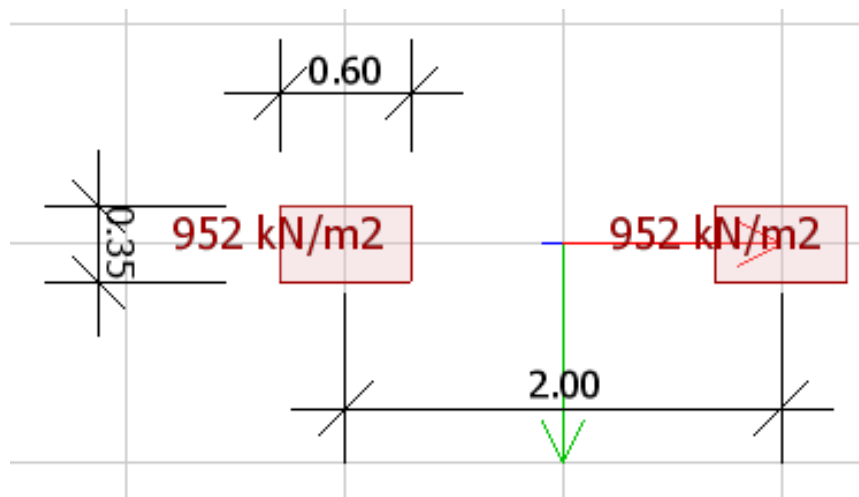
LM1 består for denne bru av to jevnt fordelte lastfelt og to boggilaster. Lastfeltene er på 5,4 kN/m<sup>2</sup> og 2,5 kN/m<sup>2</sup>. Begge boggilastene består av to aksellaster hver, der den ene boggilasten har aksellaster på 300 kN og den andre på 200 kN. Boggilastene er plassert på verst tenkelig måte, med den tyngste boggilasten over det mest belastede lastfeltet. Boggilastenes dekkavtrykk er satt til å være et kvadrat med sider på 0,4 m. Lastmodellen har som hensikt å representere en gjennomsnittlig trafikkmengde på en vegbru, samt et spesielt tungt kjøretøy i hvert av feltene. Verdier hentet fra EC 1991-2 4.3.2.



Figur 2.18: Boggilast med totale aksellaster på 300 kN for LM1.

### Lastmodell 2 (LM2)

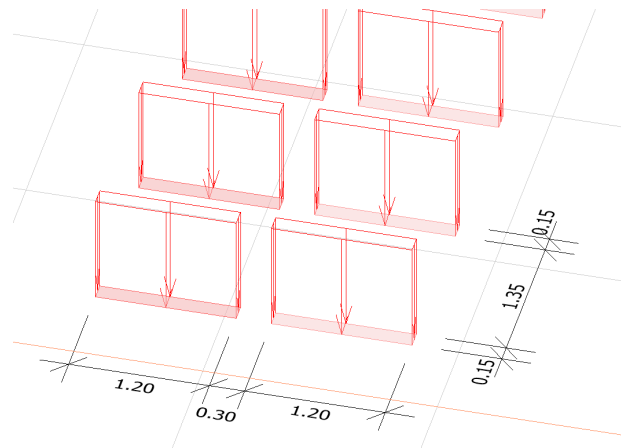
LM2 består av en singel aksel last på totalt 400 kN med dekkavtrykk på 0,35 m x 0,6 m. Lastmodellen er ofte dimensjonerende for dekket lokalt. Lastmodellen skal representere et tungt kjøretøy, som plasseres ugunstigst. Verdier er hentet fra EC 1991-2 4.3.3.



Figur 2.19: Singelaksellast på 400 kN for LM2.

### Lastmodell 3 (LM3)

LM3 er i Samferdselsdepartementets «Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.)», satt til å være en akselsammenstilling på  $18 \times 150$  kN med akselavstand 1,5 m. Hver linjeaksel består av to lastflater med 0,3 m avstand mellom dekkavtrykk, og flateareal på  $0,15 \text{ m} \times 1,20 \text{ m}$ . Denne lastmodellen dimensjoneres det kun for i bruddgrensetilstand ifølge rettelsesblad til N400 fra 2017. Lastmodellen representere en svært sjelden forekommende spesialtransport.



**Figur 2.20:** Lasttog for LM3 med aksellaster à 150 kN. Totalt 17 akseller for et spenn på 24 meter.

### Lastmodell 4 (LM4)

LM4 består av en jevnt fordelt publikumslast på  $5 \text{ kN/m}^2$  over hele brua. Verdier hentet fra EC 1991-2 4.3.5.

#### Horisontale trafikklaster:

##### Bremse- og akselerasjonskrefter

Etter punkt 4.4.1 i EC 1991-2 er det regnet ut en horisontal bremse- og akselerasjonskraft på 399 kN. Kraften fordeles over det ene kjørefeltet.

##### Sentrifugalkrefter

Brua har en kurveradius større enn  $r = 1500 \text{ m}$  og vil derfor ikke gi noen sentrifugaleffekt.

### 2.8.5 Midlertidige laster

- Materialer og utstyr som lagres på konstruksjonen eller tilstøtende vegfylling
- Utstyr og transport som er nødvendig for utførelsen

For begrensning av oppgaven tas det ikke hensyn til midlertidige laster i beregningene.

## 2.8.6 Naturlaster

### Generelt

Laster som er et resultat av klima og andre naturgitte forhold. Laster fra bølger og strøm, variabelt vanntrykk, skred, islast og seismiske påvirkninger regnes enten som tatt opp av fundamentet eller ikke til stede i dette tilfellet.

### Snølast

Ifølge håndbok N400 punkt 5.4.2 regnes ikke snølast å opptre samtidig med trafikklaster på vegbruer.

### Vindlast

Vertikal vindlast er regnet etter NS-EN 1991-1-4 til å være  $0,74 \text{ kN/m}^2$  fordelt over hele bruflaten.[30] I samråd med ekstern veileder har man valgt å neglisjere horisontal vindlast, da konstruksjonen er svært stabil og trolig ikke blir nevneverdig påvirket av dette.

### Termiske påvirkninger

Termiske påvirkninger har lite innvirkning på tre, men er betydelig for stål. Derfor er dette tatt med i beregningene til oppspenningssystemet.

## 2.8.7 Deformasjonslaster

### Generelt

Oppgaven begrenser seg til å regne med deformasjonslaster i forbindelse med forspenning, relaksasjon og kryp.

### Forspenning og relaksasjon

For oppspenningssystemet er faktorer for forspenningskraft og relaksasjon tatt med i beregninger.

### Kryp

Krypdeformasjoner er tatt hensyn til i utregning av nedbøyning for limtreet gjennom  $k_{def}$  faktoren.

## 2.8.8 Ulykkeslaster

### Ulykkeslast forårsaket av kjøretøyer

Brua prosjekteres slik at det skal kunne festes et rekkverk som er dimensjonert for påkjøringslast. For konstruksjonsdeler under kjørebane, regnes det ikke med ulykkeslast.

### Ulykkeslaster fra skred og flom

Ulykkeslast fra skred er ikke aktuelt for brustedet. Ulykkeslast fra flom kan være aktuelt, men er ikke tatt med i beregninger.



## 2.9 Lastkombinasjoner

### Lastfaktorer

For påvisninger brukes last- og kombinasjonsfaktorer i henhold til NS-EN 1990: tabell NA.A2.1 og tabell NA.A2.4(B).[31] Last- og kombinasjonsfaktorer for LM3 er hentet fra rettelsesblad til N400, og er henholdsvis  $\gamma_Q = 1.1$  og  $\psi_0 = 0$ . [2]

### 2.9.1 Lastkombinasjoner i bruksgrensetilstand

Kombinasjoner etter NS-EN 1991-2: tabell NA.4.4a. [5]

Karakteristisk verdi av LM1 (jevnt fordelt last og boggilast):

$$SLS1 : E_d = 1.0(q_G + q_B) + 1.0 \cdot q_p + 1.0 \cdot q_k + 0.7 \cdot Q_1 \quad (2.8)$$

$$SLS2 : E_d = 1.0(q_G + q_B) + 1.0 \cdot q_p + 1.0 \cdot Q_1 + 0.7 \cdot q_k \quad (2.9)$$

Karakteristisk verdi av LM2 (singelaksellast):

$$SLS3 : E_d = 1.0(q_G + q_B) + 1.0 \cdot q_p + 1.0 \cdot Q_2 \quad (2.10)$$

Karakteristisk verdi av LM4 (last fra ansamling av mennesker):

$$SLS4 : E_d = 1.0(q_G + q_B) + 1.0 \cdot q_p + 1.0 \cdot q_m \quad (2.11)$$

Ofte forekommende verdi av LM1 kombinert med karakteristisk verdi av horisontalekrefter (bremsekrefter):

$$SLS5 : E_d = 1.0(q_G + q_B) + 1.0 \cdot q_p + 0.7 \cdot q_k + 0.2 \cdot Q_1 + 1.0 \cdot q_h \quad (2.12)$$

$$SLS6 : E_d = 1.0(q_G + q_B) + 1.0 \cdot q_p + 0.7 \cdot Q_1 + 0.2 \cdot q_k + 1.0 \cdot q_h \quad (2.13)$$

Kvasi-permanent kombinasjon av permanente laster som kontroll for maksimal overhøyde i oppspennings-tidspunkt:

$$SLS7 : E_d = 1.0(q_G + q_B) + 1.0 \cdot q_p \quad (2.14)$$

### 2.9.2 Lastkombinasjoner i bruddgrensetilstand

Kombinasjoner etter NS-EN 1990: tabell NA.A2.4 med bakgrunn i likning 6.10a og 6.10b.[31] Viser også til rettelsesblad til *N400 Brukprosjektering*, pkt 5.3.1 for last og kombinasjonsfaktor for LM3.[2] Partialfaktorer for oppspenningskrefter er hentet fra betongstandarden NS-EN 1992-1-1 NA.2.4.2.2.[7]

LM1 (jevnt fordelt last og boggilast) gir kombinasjonene:

$$ULS1 : E_d = 1.35(q_G + q_B) + 0.9 \cdot q_p + 1.35 \cdot 0.7 \cdot Q_1 + 1.35 \cdot 0.7 \cdot q_k \quad (2.15)$$

$$ULS2 : E_d = 0.89 \cdot 1.35(q_G + q_B) + 0.9 \cdot q_p + 1.35 \cdot Q_1 + 1.35 \cdot 0.7 \cdot q_k \quad (2.16)$$

$$ULS3 : E_d = 0.89 \cdot 1.35(q_G + q_B) + 0.9 \cdot q_p + 1.35 \cdot q_k + 1.35 \cdot 0.7 \cdot Q_1 \quad (2.17)$$

LM2 (singelaksellast) gir kombinasjonene:

$$ULS4 : E_d = 1.35(q_G + q_B) + 0.9 \cdot q_p + 1.35 \cdot 0.7 \cdot Q_2 \quad (2.18)$$

$$ULS5 : E_d = 0.89 \cdot 1.35(q_G + q_B) + 0.9 \cdot q_p + 1.35 \cdot Q_2 \quad (2.19)$$

LM3 (enganslast) gir kombinasjonene:

$$ULS6 : E_d = 1.35(q_G + q_B) + 0.9 \cdot q_p + 1.35 \cdot 0 \cdot q_3 \quad (2.20)$$

$$ULS7 : E_d = 0.89 \cdot 1.35(q_G + q_B) + 0.9 \cdot q_p + 1.10 \cdot q_3 \quad (2.21)$$

LM4 (last fra ansamling av mennesker) gir kombinasjonene:

$$ULS8 : E_d = 1.35(q_G + q_B) + 0.9 \cdot q_p + 1.35 \cdot 0.7 \cdot q_m \quad (2.22)$$

$$ULS9 : E_d = 0.89 \cdot 1.35(q_G + q_B) + 0.9 \cdot q_p + 1.35 \cdot q_m \quad (2.23)$$

Kontroll av permanente laster i oppspenningstidspunkt med (gunstig egen- og belegningslast, ugunstig oppspenningslast):

$$ULS10 : E_d = 1.0(q_G + q_B) + 1.1 \cdot q_p \quad (2.24)$$

# Kapittel 3

## Prosjektering

### 3.1 Generelt

I prosjektering tas det utgangspunkt i bruk av limtre i kvalitet GL30c. Dette er etter anbefalinger fra Moelven Limtre, da dette er kvaliteten som produseres i størst opplag, og gir dermed best kvalitet i forhold til pris. I oppgaven brukes det limtre av furu, og man tar dermed utgangspunkt i tverrsnitt av et multiplum av lameller med tykkelse 33 mm. Lamellene forsøkes tilpasset til standardbredder på 90, 115, 140, 165, 190 og 215 mm.

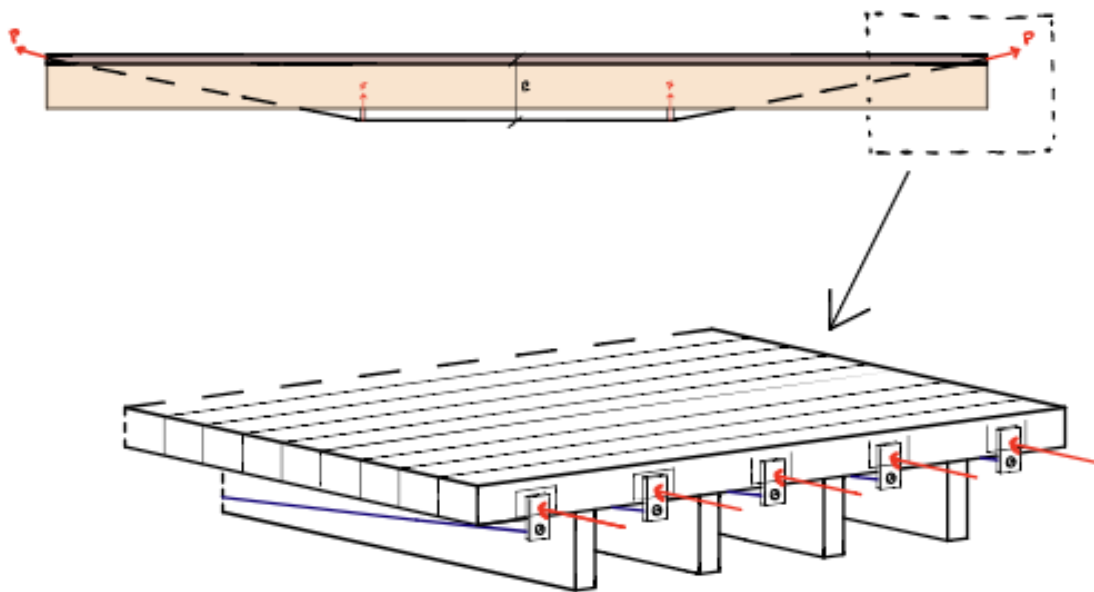
### 3.2 Valg av konstruksjonsløsning

Med utgangspunkt i de ulike konstruksjonsløsningene som blir beskrevet i kapittel 2.5, skulle man velge en bruløsning for det aktuelle 24 meters spennet. For å kunne lage en konkurransedyktig løsning var man klar over at materialøkonomi måtte vektes tungt i forbindelse med valg av løsning. Dette er fordi tre i utgangspunktet er et dyrere materiale enn betong. Man har også lagt vekt på at alle detaljer er fordyrende, og derfor ønskelig å styre unna der det er mulig. Tre kommer som kjent godt ut med tanke på klima, så det var et ønske om å minimere bruken av andre materialer som stål i løsningen.

Med bakgrunn i teorien som ligger til grunn for oppgaven var det bjelkebru og buebru som ble ansett som de mest aktuelle løsningene for dette spennet. Det ble laget noen enkle modeller i FEM-Design på disse brutypene som, med overslagberegninger, viste at de begge kunne takle spennet med et grovt bilde av gjeldende laster. Dette bekreftet Åge Holmestad og Rune Abrahamsen fra Moelven Limtre etter samtaler tidlig i prosjektfasen. Deres erfaringer sa også at buebruer, som ofte er et naturlig valg for trebruer med noe lengre spenn, kunne få u hensiktsmessig høye knutepunktkostnader ved et 24 meters spenn. Slike bruer er i realiteten ofte samvirkebruer, med en del bruk av stål og betong. Slik ville klimaargumentet også kunne falle litt bort ved valg av buebru. Videre fortalte de at en platebru av høye limtrebjelker som tverrspennes kunne være aktuelt for et slikt spenn. Dette ville medføre et høyt forbruk av tre, og var kanskje ikke økonomisk optimalt. Man satt da igjen med enighet om at en bjelkebru trolig var den beste løsningen for oppgaven. De

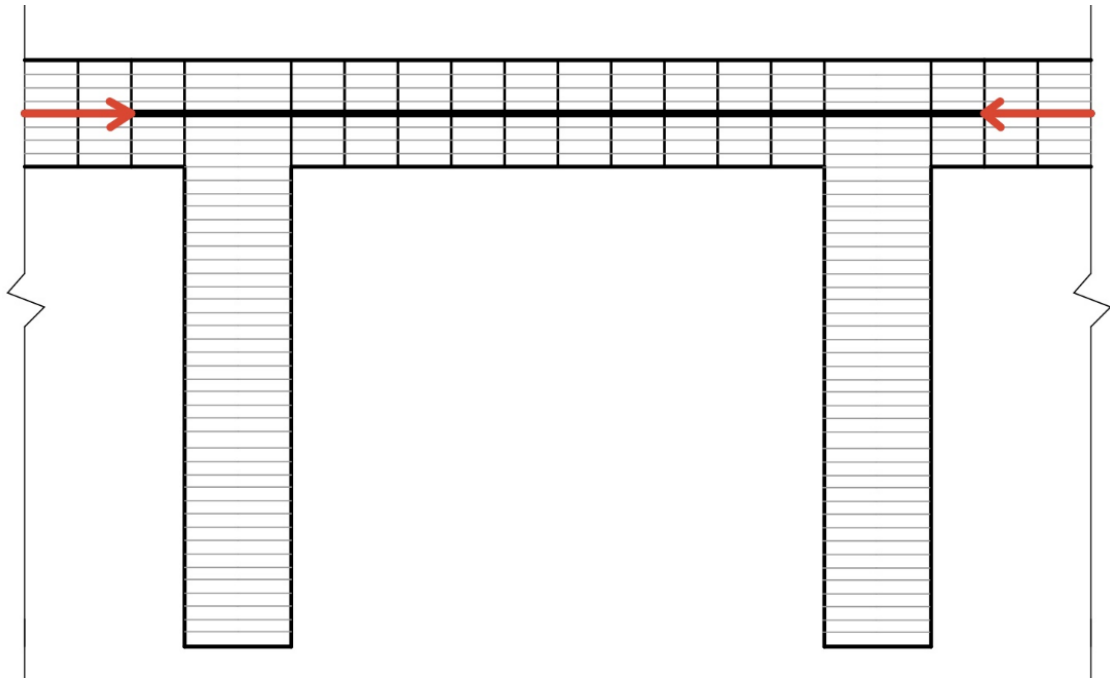
syntes også forslaget om å underoppspenne bjelkene, som forklart i kapittel 2.6, var interessant. Samvirke mellom bjelker og plate, som et T-tverrsnitt, ble ansett som gunstig med tanke på stivhet. Dette er for øvrig er prisnipp som, ifølge Abrahamsen og Holmestad, er lite brukt for trebruer i Norge.

Det ble diskutert å legge den tverrspente platen med lamellretning på tvers av kjøreretning. Dette ville medføre bedre stivhet på tvers, slik at man kunne øke senteravstand og redusere antall hovedbjelker. Ved denne utførelsen kunne underoppspenningen få en dobbelvirkning, da den også kunne bidratt i tverrspenningen av dekket. Ulempen ligger da i mindre stivhet i platens lengderetning fordi trematerialet er vesentlig stivere i fiberretning. Det var allerede her kjent at stivhet i lengderetning trolig ville bli en stor utfordring, basert på trevirkets materialegenskaper. Man valgte derfor å bestemme lamellretning på langs med kjøreretning for plata.



**Figur 3.1:** Prinsippkisse av brutverrsnitt med platelameller på tvers.

Løsningen man valgte å gå videre med var i prinsippet en tverrspent plate av limtrebjelker, hvor enkelte bjelker er høyere og bredere, og utgjør dermed hovedbjelkene i bjelkebrua. Moelven bekreftet av tverrspenningen ville sørge for god overføring av krefter mellom hovedbjelkene og plata, og at det dermed kunne regnes på som fullstendige T-tverrsnitt. Tverrspenningen ville også sørge for platevirkning, og platetykkelsen kunne dermed beregnes ved bruk av blant annet ortotrop plateteori. Man ble videre enige om å utarbeide to løsninger; en med underoppspenning og en frittstående bjelkebru. Slik kunne man senere sammenlikne kostnadene for underoppspenningssystemet med det ekstra trevolumet som ville være nødvendig for den andre. Ut ifra dette kunne man velge den billigste løsningen. Alternativt kunne man vurdere å legge inn underflenser på hovedbjelkene for et større arealtregningsmoment, noe som tradisjonelt er mye brukt i stålkonstruksjoner, kjent som I- og H- profiler.



**Figur 3.2:** Skisse av prinsipp for sammensetning av tverrsnitt.

### 3.3 Analysemodell

Det ble brukt mye tid på å utarbeide en god modell som var til å stole på i forbindelse med beregningene. Dette ble mer utfordrende enn først antatt, da det viste seg at FEM-Design ikke var like godt utviklet for trematerialet som man hadde håpet. Dette medførte at man måtte gjøre noen modifikasjoner for å tilnærme analysemodellen til de kontrollberegningene som ble gjort for hånd.

Utgangspunktet var en modell av fritt opplagte bjelker, med en tverrspent plate anlagt oppå bjelkene. Konsultasjon med Moelven antydte at anslagsvis 8-9 bjelker kunne være hensiktsmessig for brubredden på totalt 8,5 meter. Dette var med tanke på en tilpasset senteravstand mellom bjelkene slik at kapasiteten i platas tverretning var god nok for hjullaster mellom langbærerne. I FEM-Design fikk modellen utfordringer med å få til samvirke mellom bjelker og plate. Man fikk ikke delene til å virke om et felles arealsenter, og dermed ikke de “Steiner-bidragene” til arealtreghetmomentene som ville være reelle. Kontrollberegninger bekreftet at modellen ga større nedbøyninger enn det man reelt kan forvente.

Videre prøvde man å modellere fullstendige T-bjelker i tre, som ble lagt ved siden av hverandre i modellen. Utfordringen her gikk da på å modellere de egenskapene som den tverrsente plata ville få, med tanke på fordeling av de påsatte lastene i tverretning. Her kom modulene i FEM-Design litt til kort med tanke på de ortotrope egenskapene i trematerialet, og derfor kom man heller ikke her frem til en modell man kunne stole fullstendig på.

Løsningen ble en skallmodell bestående av bjelker, modellert som skiver, som spennes inn i plata og danner T-tversnitt. Alt prosjekttert i materialet GL30c og de egenskaper dette medfører. Kontrollberegninger på dette viste at man også her fikk noen avvik, som man aldri helt fant årsaken til. Et antall kontrollberegninger av forskjellige slag viste imidlertid at avvikene var relativt små, og hele tiden på konservativ side, både for nedbøyninger og bøyespenninger. Derfor ble det besluttet å dimensjonere etter denne modellen, før man kunne gjøre kontrollberegninger på den ferdige løsningen for å verifisere at den var god nok. Man utarbeidet altså både den underoppsente og den frittstående løsningen ved bruk av skallmodeller.

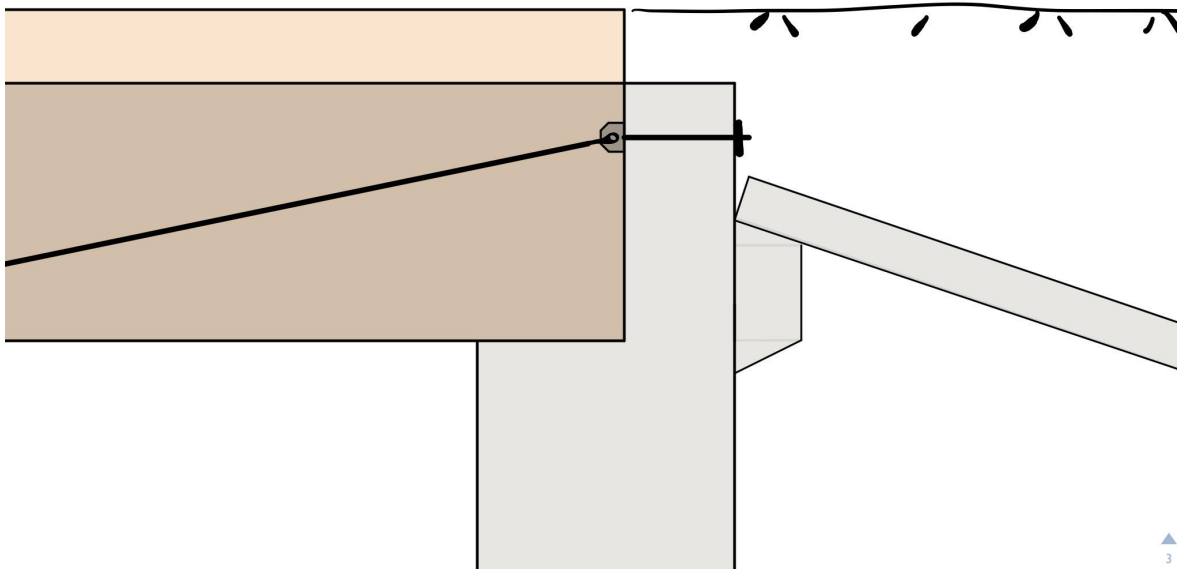
## 3.4 Dimensjonering

### 3.4.1 Bjelker

Man fastsatte og modellerte opp de aktuelle laster med gjeldende lastfaktorer slik de går frem i kapittel 2.9, og optimaliserte tverrsnittene ut ifra dette. Som nevnt identifiserte man tidlig stivhet, og dermed nedbøyninger som den største utfordringen. Det ble derfor først og fremst dimensjonert etter krav fra N400 om maksimal nedbøyning på  $L_{total}/350$  i bruksgrensetilstand. I dette tilfellet, med spenn på 24 m, gir det en maksimal deformasjon på 68 mm. Maksimal deformasjon begrenser også ”oppbøyning”, med tanke på at underoppenningsløsningen vil kunne spenne opp bruene til en overhøyde. [2] Som resultat av dette kravet kom man raskt frem til at nødvendig høyde for T-tverrsnittet ville ende på over en meter, både for underoppent og frittstående løsning.

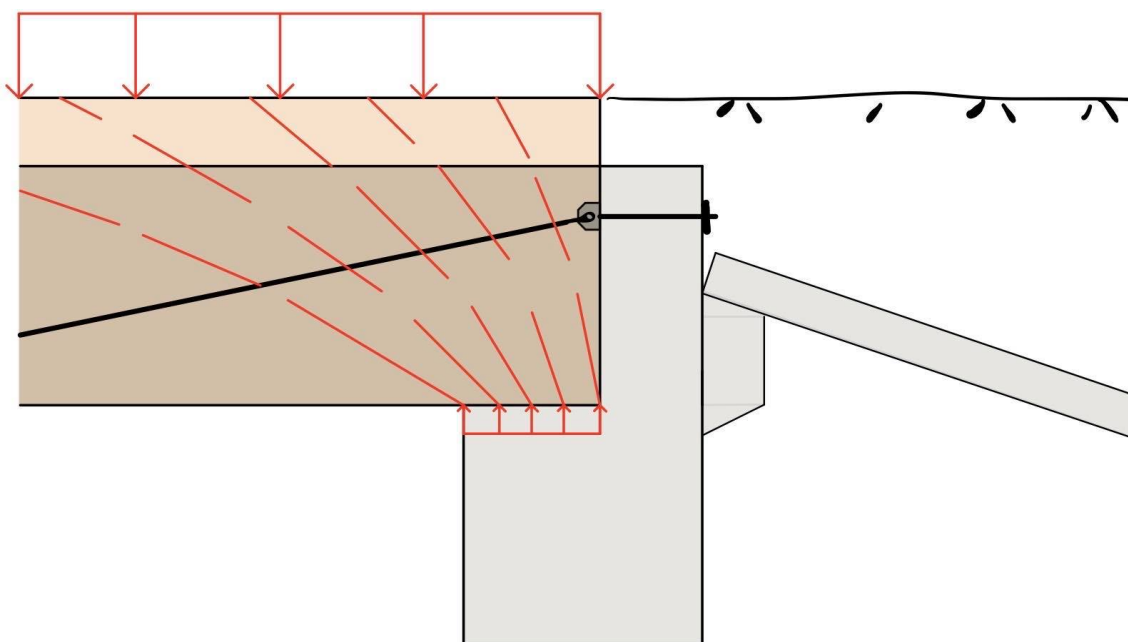
Dimensjoneringsprosessen ble deretter mer omfattende enn man kanskje hadde sett for seg på forhånd. Ettersom man gikk dypere i teorien, samtidig som man så etter praktiske løsninger som var realistiske, dukket det stadig opp nye utfordringer. Skjærspenninger i bruddgrensetilstand viste seg også å kunne bli bestemmende for dimensjonene. Fra kapittel 2.4 kommer det frem at trematerialet er relativt svakt mot blant annet skjærkrefter og trykk vinkelrett på fiberretning. Med de enorme lastene som måtte overføres ut til opplagerne for enkelte lastkombinasjoner, fikk man skjærspenninger som var i grenseland med anslaget man hadde gjort på dimensjonene. De store opplagerkreftene ga en nødvendig anleggsflate som var relativt stor, for ikke å overstige kapasiteten for trykk vinkelrett på fiberretning.

Her fikk den underoppente løsningen en fordel. Dette fordi man så for seg at det gikk an å forankre spenntauene i fundamentene, og dermed føre kreftene ut av systemet. Man sto da igjen med løftekrefter på brua som hadde motkrefter som virket utenfor brua. Dette resulterte i mindre opplagerkrefter jo mer brua ble spent opp. Samtidig vil en forankring i fundamentene medføre at man slipper påsatt trykk i brukonstruksjonen som kunne bruke av materialets kapasitet. For den frittstående løsningen kom man frem til at bjelkene nødvendigvis måtte bli ganske høye for tilstrekkelig stivhet. Dermed fikk man et skjærareal som var stort nok med tanke på å begrense skjærspenninger likevel.



**Figur 3.3:** Forankring av strekkstag.

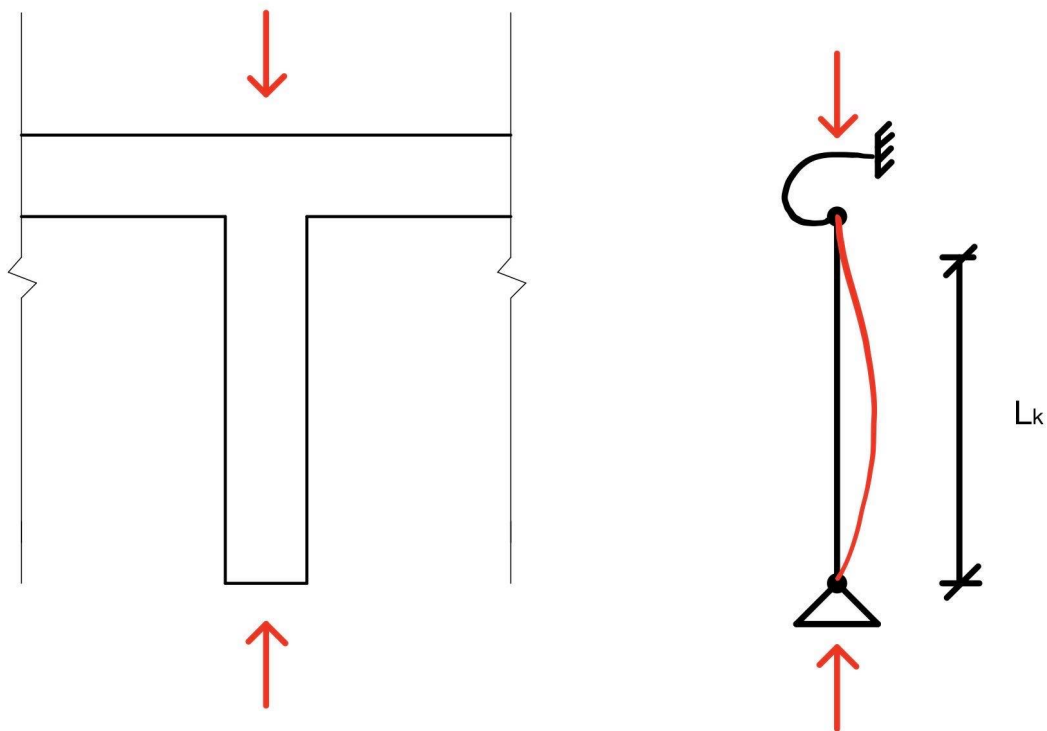
Maksimalle opplagerkrefter for de midterste bjelkene, viste seg å bli i størrelsesorden 300-600 kN for kritiske lastkombinasjoner. Differansen var avhengig av valgte dimensjoner og medførende egenvekt, samt at underoppspanningssystemet lettet mye på opplagerkreftene for den ene løsningen. Uansett ville dette kreve anleggsflater for midtbjelkene på 0,5-0,7 m. Med tanke på en praktisk løsning, var dette mer enn det man hadde sett for seg. Det var ikke ønskelig å gå for dypt i de praktiske detaljløsningene i oppgaven. For at kapasitetskravene kunne overholdes, så man likevel for seg at det var løselig å få fordelt opplagerkreftene bedre. Dette for eksempel ved å øke tverrsnittbredden akkurat inn mot opplagerne. Alternativt kunne man sette opp støtter fra fundament opp til platen for å avlaste bjelkene noe.



**Figur 3.4:** Skissert aksjon og reaksjon ved opplagerpunkter.



Store opplagerkrefter medfører også en risiko for lokal stegknekking ved bruk av høye, smale bjelkesteg. Gruppen slet her litt med å finne gode beregningsmetoder for kontroll på dette problemet, men har gjort konservative beregninger da det ikke foreligger noe standard eller regelverk for dette ved bruk av tre. Man tok da utgangspunkt i en beregningsmetode for kontroll mot utknekking av søyle. Utfordringen kom fordi steget eventuelt kunne knekke ut på tvers av fiberretning, hvor trevirke har sin klart laveste E-modul. Bjelkene skulle spennes inn i plata og kunne dermed sies å ha en viss rotasjonsstivhet i toppen, noe som ville redusere knekk lengden. Her har man valgt å bruke  $0,9H$  som knekk lengde, noe som antas å være konservativt mot den teoretiske verdien på  $0,7H$  ved fast innspenning. En annen betydningsfull variabel er anleggsflaten. Det antas at opplagerkraften fordeles over hele anleggsarealet. Anleggsflaten virker også inn på arealrehetsmomentet som virker inn på stegets slankhet. Dersom geometri og krefter skulle tilsi at man kunne få lokal knekking, så man for seg at dette kunne løses med avstivning som for eksempel kubbing mellom bjelkenes midtpunkt. Alternativt en "gaffel-løsning" av vertikale tresøyler på hver side av bjelkene som gir kontinuerlig fastholding.



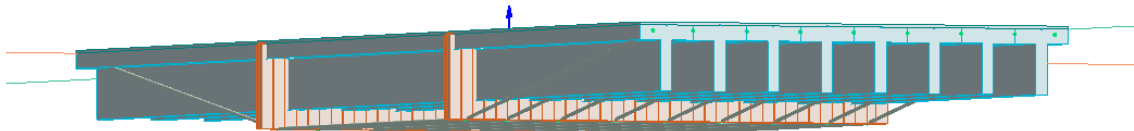
**Figur 3.5:** Modell for stabilitetskontroll av bjelkesteg.

### 3.4.2 Tverrspent plate

Platedimensjoneringen ble også en stor utfordring, da man fant mange variabler som kunne være avgjørende. Fra et materialøkonomisk perspektiv er det mye å spare på å redusere platetykkelsen, og det ble derfor lagt mye tid i å optimalisere denne. Platen består av limtrebjelker av lameller på 33 mm, og får dimensjoner som et multiplum av disse. Platedimensjonen var også avgjørende for dimensjonene på, og antall tverrspenningenheter; variabler som er avgjørende for totalprisen på dekket. Grunnen til dette er at økt platetykkelse krever en større forspenningskraft, som nødvendigvis medfører økt dimensjon eller antall tverrspenningenheter. Det ble derfor satt opp et excelark hvor man hadde data for priser på stål og tre, slik at man kunne sammenlikne og optimalisere løsninger. Referer til vedlegg C.3.2 for beregningsmetodikk.

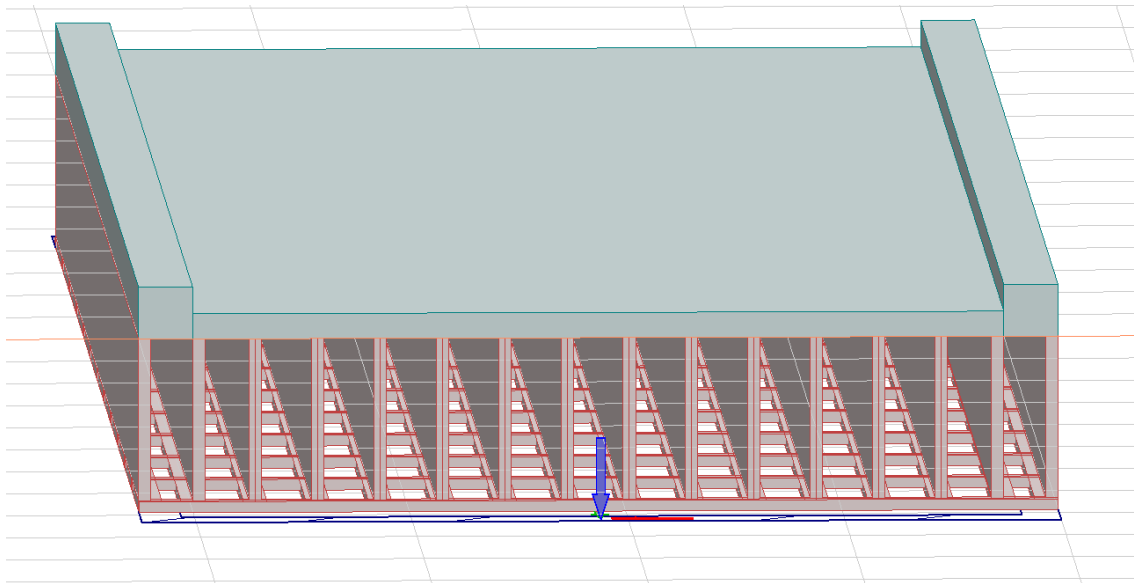
Først og fremst var det platemomentene på tvers som var av stor betydning for nødvendig dimensjon. Momentene i lengderetning ble relativt små, da hver platestripe mellom bjelkene kan tilnærmes en enveisplate som vil overføre alle krefter ut til de langsgående bjelkene. Tverrmomentene var i stor grad avhengig av senteravstanden mellom langbærerne, og dermed antallet langbærere. I tillegg ga mindre bjelkebredde et noe høyere tverrmoment, da dette gir noe større spenn mellom hver hovedbjelke. Ved å gå opp på platetykkelse fikk man også større tverrmomenter, da økt stivhet gir større tvangskrefter i systemet.

For å redusere tverrmomentene fant man for begge brutypene noen avstivende løsninger. For den underspennte løsningen modellerte man avstivningsvegger i tredelpunktene som viste seg å ha effekt. Disse veggene legges på tvers av platas underside, inn mellom langbærerne. På denne måten fungerer de også til å fordele løftekreftene fra strekkstagene opp til plata.



**Figur 3.6:** FEM-modell som viser avstivningsveggene og underoppenningsystem.

For bjelkebruen reduserte man tverrmomentene ved å legge inn avstivninger i underkant av bjelkeflensene, slik at bjelkene ble sideveis fastholdt. Løsning innebærer avstivning med senteravstand på to meter langs hele bruens lengde.



**Figur 3.7:** FEM-modell som viser sideveis avstivning av underflenser for bjelkebruen.

Videre ble tverrmomentene tatt inn i dimensjonering av tverrspenningssystemet. Tverrspenningen måtte kompensere for strekkraftene som oppstår som følger av tverrmomentet. I tillegg ble det dimensjonert for et minste forspenningstrykk på 35 MPa i henhold til NS-EN 1995-2.[4] Dette etter å ha regnet med et langtidsstap av spenning på 50 % i henhold til N400 Bruprosjektering.[2] Dimensjonerende lastsituasjon ble ULS5; en kombinasjon med LM2 som innebærer en singelaksellast på 400 kN hvor et hjul plasseres sentrert mellom to bjelker. Kontaktflaten til hjulene er etter NS-EN 1991-2 satt til 600x350 mm, og en lastfordeling på 45 grader gjennom den 100 mm tykke belegningen.[5]

Fra de nødvendige oppspenningskreftene kunne man, med en valgt stålkvalitet, finne nødvendig stålmengde. For en valgt diameter på spennenehetene kom man frem til en senteravstand, som man tilstrebet å få mellom 500 og 800 mm for god fordeling av tverrspenningskrefter.[3] Når man kjente oppspenningskreftene per spennenehet, kunne man også finne en nødvendig dimensjon på forankringsplata, ut ifra trevirkets trykkfasthet vinkelrett på fiberretning.

Fra vertikale og horisontale skjærkrefter, i hovedsak som følger av vertikal trafikklaster og horisontal bremselaster, måtte det kontrolleres mot glidning mellom lameller. Dette ble gjort med friksjonskoeffisienter i henhold til N400 Bruprosjektering, og skjærkrefter hentet fra analyser i FEM-Design. Resultatet var en minste oppspenningskraft som måtte være innfridd. [2]

Kontrollen som viste seg å bli avgjørende for hvor tynt dekke som var forsvarlig, var en kontroll av trykkspenninger som følge av tverrspenning kombinert med bøyepenninger fra tverrmoment. Summen av disse kan i bruddgrensetilstand ikke overstige trevirkets trykkapasitet vinkelrett på fiber. I realiteten kan man også se for seg at virkningen av tverrspenningen vil stramme opp dekket i tverretning. Enhver vertikal deformasjon langs platas tverretning vil motvirkes av forspenningen. Mindre deformasjoner, gir mindre tverrmomenter og plateskjær. Man har ikke fått modellert denne oppstrammende effekten i analyseprogrammet, men konstaterer da at kontrollen man har gjort er konservativ.

Det ble også kontrollert at dekketykkelsen var tilstrekkelig for innfestning av rekkverk. Her har man tenkt seg en preakseptert løsning, hvor innfestning skjer ved strekkstag som forankres minimum 1,5 m inn i dekkets sidekant. Det var usikkerhet rundt dette, da N400 krever en dekketykkelse på minimum 350 mm. [2] I den forbindelse ble det konferert med Åge Holmestad som mente at dette ikke ble noe problem, dersom man uansett la opp til å ha kantbjelker som overholdt dette kravet.

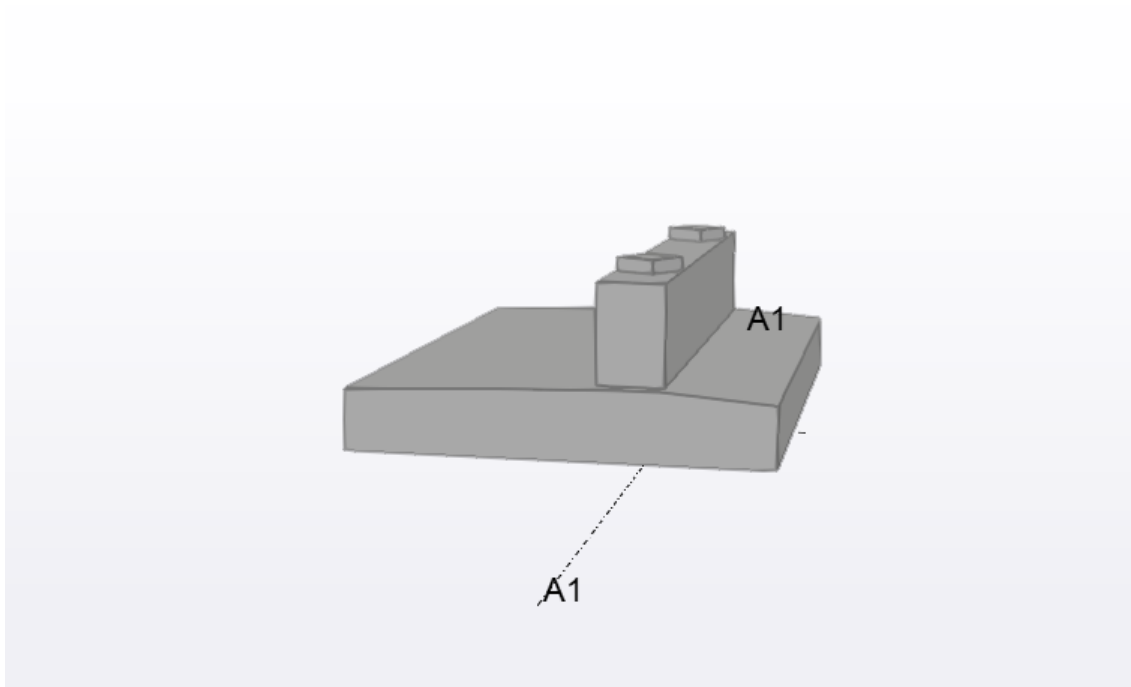
### 3.4.3 Underoppspanning

Den underoppspannte løsningen er innovativ, og det var vanskelig å finne litteratur og erfaringer som var relevant. Det forelå heller ingen standard for hvordan dette systemet kunne designes og dimensjoneres. Figur 3.6 viser en mulig løsning for hvordan systemet kan designes. Tidlig i prosessen så man for seg å legge inn to tverrbærere i stål i bruas tredelspunkter i lengderetning. Videre tenkte man å legge spenntau som ble spent opp for å gi permanente løftekrefter. Senere ble man enige om at forspenning av konstruksjonen til overhøyde trolig var unødvendig da N400 definerer deformasjonskravet som “nedbøyninger fra trafikklast alene...”. [2] Dette betyr at nedbøyningskravet på 68mm gjelder fra et nullpunkt hvor alle permanente laster allerede virker. En effekt forspenning ville hatt er å redusere de maksimale bøyespenningene som vil opptre i et verst tenkelig tilfelle. Analysene ga oss svar på at kapasiteten mot brudd som følge av bøyning var god nok, og derfor så man ikke hensikten med en aktiv forspenning. Aktiv forspenning ville krevd større ståldimensjoner og sterkere forankringer, og ville slik sett bare vært fordyrende. Estetisk sett er det riktignok kanskje bedre med en bru som spennes opp til en overhøyde for en mindre total nedbøyning ved belastning. En mulig løsning på det er å produsere bjelkene med en liten krumning som gir en overhøyde i utgangspunktet, men dette ble det ikke gått nøyere inn på.

Et passivt system av strekkstag vil, av samme prinsipper som forklart i kap. 2.6, uansett ha en effekt. Når brua deformeres, utvides strekkstagene, som gir spenninger og løftekrefter. Systemet er dermed passivt i bruas nullpunkt, men aktivt i deformasjonsposisjon. I prinsippet fungerer systemet som et fagverk, som gir økt stivhet i konstruksjonen. Gjennom analyser av et fornuftig utgangspunkt til et tverrsnitt for T-bjelkene, kom man frem til de vertikale løftekreftene som var nødvendig for å imøtekomme krav i både bruks- og bruddgrensetilstand. Videre kunne man dimensjonere strekkstagene. Større stålareal medfører større spenninger og løftekrefter i deformasjonsposisjon. Slik kunne man fremtvinge de løftekrefter man ønsket, og balansere dette med hensyn til at større stålareal ville være fordyrende og gi et større CO<sub>2</sub>-avtrykk.

### 3.4.4 Fundamenter

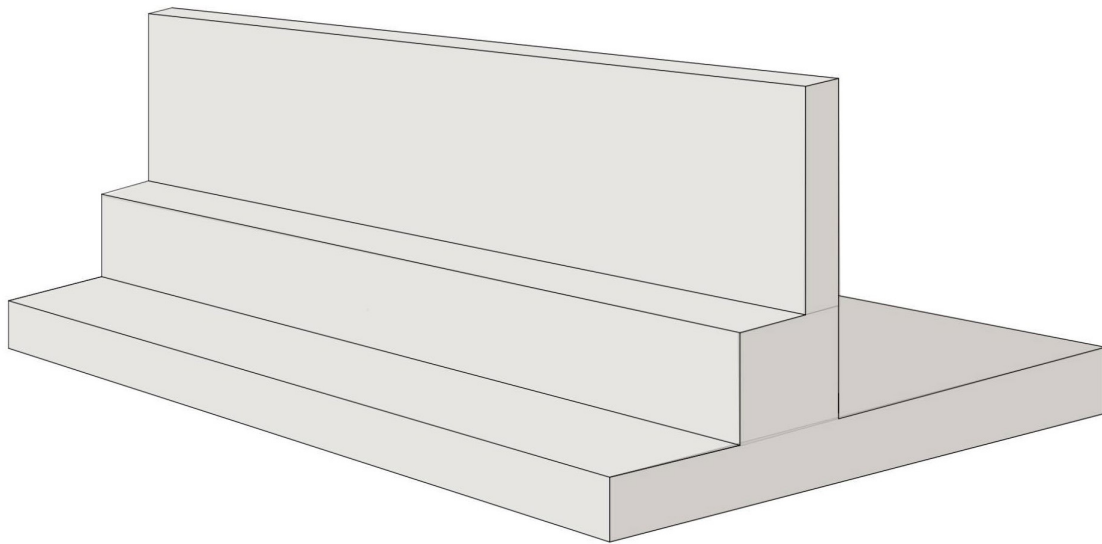
Fundamentberegningene er ikke gjort mer nøyaktig enn det gruppen anså som nødvendig for å kunne hente mengder til sammenlikning. Det absolutte grensesnittet er satt ved fundamentets bunnplate, da man regner med at denne kan være lik for alle bruløsningene. Fra bunnplaten har alle alternativer en fronvegg med tykkelse på 950 mm og høyde på 1420 mm.



**Figur 3.8:** Fundamentets bunnplate med frontvegg og lagerhyller. Hentet fra AFRYs modell for betongbruen.

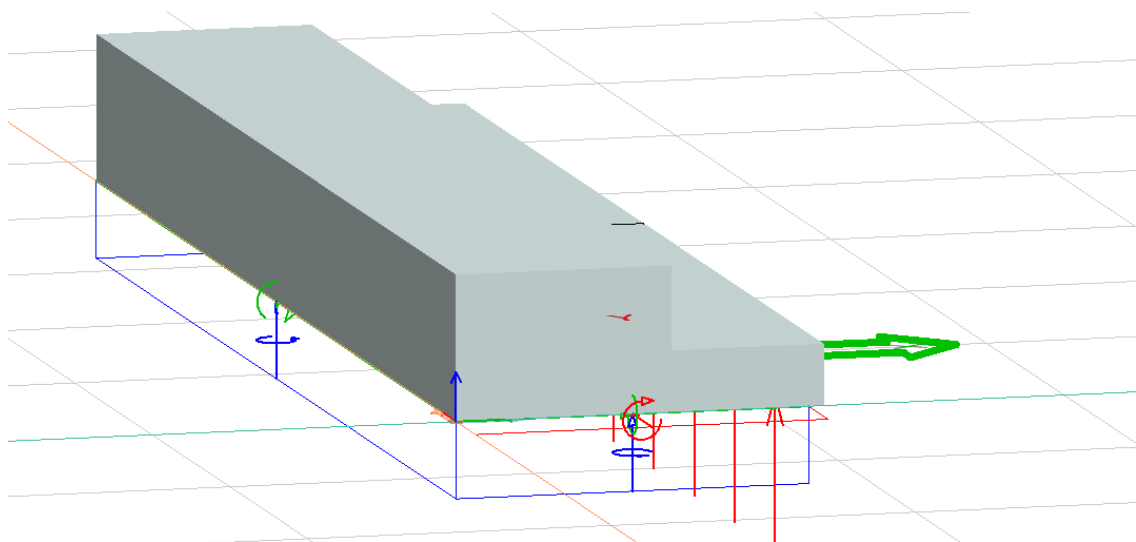
For betongløsningen støpes endetverrbjelken på brulagerene som er anlagt på frontveggen. I bakkant frontvegg og endetverrbjelke, har man et endeskjørt for å hindre jord å trenge inn ved lagerpunktene. På baksiden av endeskjørtet har man en hylle som overgangsplaten legges an på.

For bjelkebruen har man fra frontveggen sett for seg å videreføre en endevegg med tykkelse på 400 mm. Dette gir en gjenstående anleggslengde på 550 mm for limtrebjelkene, som legges an på en tresvill som tilpasses og festes oppå frontveggen. Endeveggen føres opp langs hele bjelkehøyden, og vil på den måten hindre jord å trenge inn mellom bjelkene. For frontveggen antar man en tilvarende armeringsmengde som for betongløsningen. For endeveggen følger man regler for minimumsarmering i henhold til NS-EN 1992-1-1.[7] Man har ikke kartlagt jordtrykk og andre dimensjonerende laster som påvirker endeveggen.



**Figur 3.9:** Prinsippkisse for fundamenter til trebruene.

Prinsippet med en endevegg støpt opp fra frontveggen er også tenkt for den underspente bruene. Den samme tykkelsen på veggen gir tilvarende anleggsflate på 550 mm for limtrebjelkene. Høyden på endeveggen tilpasses den nødvendige høyden på limtrebjelkene. Slik det går frem i kapittel 3.4.3 ser man for seg å forankre strekkstagene i denne endeveggen. For å verifisere at dette er mulig har man gjort noen enkle overslagsberegninger ved bruk av FEM-Design og Mathcad. I FEM-modellen er front- og endevegg spent inn i fundamentets bunnplate, i tillegg til innspenninger i vingemurene ved fundamentenes ender. Videre er forankringskreftene fra strekkstagene modellert inn som punktlaster mot endeveggens topp. En analyse av denne platemodellen ga snittkrefter for moment og skjær, som man, i henhold til NS-EN 1992-1-1, fant nødvendige armeringsmengder for. Armeringsmengder i frontveggen er beregnet tilnærmet like som for betongløsningen. Her har man heller ikke kartlagt jordtrykk og andre dimensjonerende laster som virker på systemet.



**Figur 3.10:** FEM-modell av fundamentvegg. Modellert som en plate med innspenninger, og forankringskrefter som punktlaster.

## Kapittel 4

# Metode - Miljø og økonomi

### 4.1 Generelt

Andre og tredje problemstilling i oppgaven etterlyser kostnadsdifferansen og miljøgevinsten ved bruk av tre som alternativt materiale i konstruksjonsløsningen. Gjennom oppgaven skal problemstillingene bli besvart med en sammenlikning av gruppens løsning på trebruen mot AFRY sin løsning på betongbruen. Hypotesen til gruppa i starten av prosessen var at en bruløsning av tre ville gi mindre klimaavtrykk, men kunne gi større kostnader sammenliknet med betongbruen.

I sammenlikningsprosessen var det viktig å få til en objektiv og akseptabel sammenlikning mellom brutypene. Derfor er det viktig å få med alle fordeler og ulemper ved brutypene, samtidig som alle kostnader og klimaavtrykk som kan sammenliknes vil være med. Dette har blitt gjort i samråd med flere aktører i byggebransjen.

Den økonomiske sammenlikningen ved bruene er tiltenkt fra brua er ferdig prosjektert til brua er ferdig utbygd. Rettere sagt kostnader utført av entreprenør og produksjon av materialene. Hovedsakelig gjelder sammenlikningen øvre del av fundament og overbygningen på bruene, samt frakt og montering av bruene. Kostnadene som blir like for betongbruen og trebruene blir ekskludert fra sammenlikningen. Eksempel på dette er deler av landkarene, da disse ikke er spesielt dimensjonert for trebruene, og vil fortrinnsvis være lik for alle bruene. Kostnader for bruene er hentet ut fra priser gitt av produsenter eller fra tidligere liknende prosjekter. Metoden for å finne kostnader ved hver enkelt bru blir beskrevet i senere kapitler.

Miljø sammenlikningen gjennomføres med bruk av EPDer. Grunnlaget for bruk av EPD er forklart i kapittel 2.2.3. En EPD belyser et produkts klimaavtrykk fra produksjon til endt levetid. Av de forskjellige belastningene i en EPD er det GWP som blir betraktet i sammenlikningen.

Livsløpet beskrevet i en EPD deles opp i forskjellige stadier og faser. Ikke alle produkter er deklartert for hvert stadium, da tre, stål og betong har forskjellige PCR. I betongbransjen er det ikke utviklet en EPD videre enn til A5-stadiet. I nærmeste framtid vil det bli utarbeidet EPDer for betong der bruksfasen er

inkludert, men dette er i skrivende stund ikke på markedet. Dette medfører at i en sammenlikningsprosess kan bare produkt- og installasjonsfasene sammenliknes. Betongmaterialet har den egenskapen, som nevnt tidligere, at det karbonatiserer i bruksfasen og ved endt levetid. Karbonatiseringen fører til negative verdier i en EPD, og vil dermed redusere betongens totale klimagassutslipp. Det finnes for øyeblikket ingen EPDer for betong som inkluderer karbonatisering. Dette på grunn av usikkerhet rundt hvor store mengder karbon betongen tar opp. PCR for betong beskriver heller ikke forekomsten i sin omtale. Denne usikkerheten gjør at det ikke er akseptabelt å ta med karbonatisering i en EPD. Derfor er EPDer for betong ikke beskrevet videre enn A5. For at karbonatisering skal bli inkludert i en EPD for betong, må hver produsent finne spesifikke verdier for sine produkter. Graden av karbonopptak vil variere avhengig av produkt, fabrikk, sement og periode i livsløpet. [10]

For betongens del kommer de store utslippene i de første fasene i livsløpet. Trematerialer vil i motsetning til betong ha gunstigere moduler i de første fasene. Tre tar opp CO<sub>2</sub> i vekstperioden, og fungerer derfor som et karbonlager. Dette medfører at trematerialet starter med negative verdier i en EPD. Denne mengden med CO<sub>2</sub> vil ikke bli frigjort før ved endt levetid, hvor trematerialet får større positive verdier. Her vil trematerialet enten råtne eller forbrennes. I EPD-sammenheng ville dette blitt synlig i C-fasen. Dermed vil de største utslippene for tre ikke bli medregnet i en EPD-sammenlikning hvis man ser på de fem første modulene. I de første modulene A1-A5, vil betong ha betydeligere dårligere verdier enn tre. For å få til en objektiv vurdering, har gruppen bestemt seg for at å trekke fra treets karbonlager fra A1. Betongens karbonopptak vil heller ikke være med i sammenlikningen. Det vil dermed være vanskelig å si hva de endelige verdiene vil være. Beregningene for A1 og A5 vil derimot gi en pekepinn på forskjeller ved miljøbelastningen til produkttypene. De forskjellige EPDene finnes i Vedlegg F.

## 4.2 Betongbruen

Den planlagte bruen som skal plasseres ved Bergelva er en prefabrikkert betongbru prosjektert av AFRY, som forklart i kapittel 2.7. AFRY har gitt gruppen tilgang til egne modeller og mengdebeskrivelser av sitt prosjekt. For manglende tall ble det utført egne beregninger eller hentet data fra andre bedrifter.

### 4.2.1 Økonomi

I skrivende stund har prosjektet ikke blitt lagt ut på anbud. AFRY ga gruppen en foreløpig oversiktstegning av hvordan bruen ville bli utført. Senere i perioden ble det laget en ferdig modell av bruen i Tekla Structures. Med bruk av Trimble Connect og Tekla Structures fikk man en totaloversikt over de forskjellige elementene i bruen. Med dette kunne man avgjøre hva som ville bli avvikende fra betongbruen i forhold til trebruen. Dette gjaldt spesielt mengde plasstøpt betong på bruen og tilhørende armering. Ved siden av modellen ble det lagt ut mengdebeskrivelser for prosjektet. Dette gjaldt mengder på selve konstruksjonen og diverse arbeid rundt bruprojektet. Relevante mengder for bacheloroppgaven ble hentet ut ifra mengdebeskrivelsene. Mengdebeskrivelsene og Teklamodellen manglet derimot mengde betong og armering for de prefabrikkerte bjelkene på bruen. Betongbjelkene er standard betongbjelker hentet fra håndbok *V426 Prefabrikkerte brubjelker* utarbeidet av Statens Vegvesen. De prefabrikkerte bjelkene brukt på bruen er ikke identiske med eksemplene hentet fra håndboken, der noen av dimensjonene er ulike. Her ble det brukt håndberegninger



for å regne ut mengde volum betong og stål brukt i bjelkene. For å finne en pris på dette ble det opprettet kontakt med Spenncon, som er en ledende leverandør av prefabrikkerte betongelementer i Norge. Spenncon er en aktuell leverandør for betongbjelkene ved prosjektet, så en kostnadsberegning utlevert av dem kan være en reell kostnad for bjelkene i prosjektet.

Siden prosjektet ikke vil være lagt ut til anbud i løpet av prosjektperioden, har gruppen ingen konkrete tall på kostnader for de resterende delene på betongbruen. For å finne kostnader som kan bli brukt til betongbruen har gruppen sett på et tidligere prosjekter utført av AFRY. Utgangspunktet ble en anbudsrapport fra 2017 hentet fra en betongbru bygget langs fylkesvei 723 mellom Ryssdalen og Herfjord. I anbudsrapporten var det seks anbydere som ga pris på prosjektet. Like poster brukt i denne anbudsrapporten ble videre brukt i kostnadsberegningene for Bergelva bru. Her ble snittprisen fra de forskjellige anbyderne brukt og medregnet en inflasjon på 2,5 % for hvert år. Med medregnet inflasjon vil man kunne følge prisøkningen, og få en pris tilnærmet dagens marked. En usikkerhet ved denne metoden er om den antatte prisøkningen vil være presis og akseptabel i en sammenlikning. Gruppen mener allikevel dette er best mulig løsning av sammenlikningen.

### 4.2.2 Miljø

Som nevnt tidligere vil miljøbelastningen beregnes etter EPDer. Betongbruen blir heretter delt i to deler på grunn av ulike betongkvaliteter og produksjonsformer. Den ene delen er betongen støpt på byggeplass og den andre delen de prefabrikkerte bjelkene. Spenncon ble også en samarbeidspartner for å beregne miljøbelastningene for betongen. Her stilte Steinar Røine, som jobber med betong og miljø i Spenncon og som sitter i miljøkomiteen i Norsk Betongforening, opp til hjelp.

#### Prefabrikkerte bjelker

De prefabrikkerte bjelkene er for denne oppgaven tenkt produsert ved Spenncon sin fabrikk i Verdal. Ved oppgitte mengder av betongvolum og armering har man fått til en EPD, med hjelp av Røine, for bjelkene i understadiene A1-A5. Her ligger miljøbelastningen til betong og tilhørende armering. A1 beskriver miljøbelastningen til betongen produsert av Spenncon og armeringen Spenncon har hentet inn til produktet. A2 beskriver transport av råvarene til fabrikk i Verdal. A3 beskriver produksjon ved fabrikk. A4 beskriver transport fra fabrikk til byggeplass, og som standard avstand blir 50 km brukt for betongelementene. Avstanden er satt som et sannsynlig, generelt tilfelle ut ifra lokasjonene til Spenncon sine fabrikker. A5 beskriver montasje av bjelkene ved byggeplassen. For detaljert EPD, se Vedlegg F.

#### Plasstøpt betong

Noe vanskeligere er det å utvikle en EPD for plasstøpt betong i stadiene A1-A5. Plasstøpt betong inkluderer ikke armering direkte i EPDen, slik prefabrikkert betong gjør. På byggeplass blir armeringen og betongen satt sammen, men har ulik EPD. For betongleverandører er det vanskelig å oppgi klimaavtrykket i denne prosessen da de bare står for betongen. Motsatt blir dette også en liknende situasjon for stålleverandøren. De aller fleste EPDer for plasstøpt betong inneholder modulene A1-A3. A4 avhenger av lokasjonen til byggeplassen, hvor LCA.no sine transportverktøy kan bli brukt for å beregne klimaavtrykk for transport til byggeplass for hvert element.[32] A5-beregninger for plasstøpt betong er prosjektavhengig, og det er heller

ikke utviklet lignende beskrivelser som man kan sammenlikne med. For å oppnå en verdi for plasstøpt betong på modulen A5, må entreprenøren som utfører prosjektet beregne utslipp ved montasje. Det gjelder alt energiforbruk, som bruk av kraner, betongbiler, diesel, propan, oppsett av rigg og sortering av avfall. I samråd med Røine kan dette utføres på to forskjellige måter.

1. Den første metoden er å finne alle belastninger som oppstår ved å montere betongen. Verdiene som blir beregnet deler man på antall kubikkmeter støpt betong. Her får man da et oppsett beregnet etter for eksempel 40 kg avfall per m<sup>3</sup> betong, som for eksempel inkluderer emballasje fra produkter som kan tilknyttes denne støpejobben. Verdiene for hver belastning blir puttet inn i en EPD-generator som oversetter disse verdiene til CO<sub>2</sub>-ekvivalenter i en samlet EPD. En slik EPD lager man for hvert materiale brukt på byggeplassen, henholdsvis stål og betong. For å oppnå riktige verdier må man følge opp og registrere alle typer belastninger fra start til slutt av installasjonsfasen. Belastningene fra de forskjellige EPDene kan så legges sammen og man får en felles verdi for belastningene.
2. Den andre metoden blir å sammenslå alle verdiene fra stål og betong inn i en felles EPD. Dette gjelder hver modul fra A1-A5. Her vil man få en overordnet EPD for alt som inngår i plasstøpt betong på bruene.

Gruppen har i samråd med Røine kommet fram til at den første metoden med en EPD for hver produkttype er mest gunstig i denne oppgaven. Dette vil gi et mer oversiktlig bilde av belastningene til de forskjellige produktene, samt at EPDene for betong og armering også vil bli brukt i miljøberegningen for trebruene.

For å få til en A5-modul på betong har gruppen, i samarbeid med Røine, prøvd å finne de mest reelle verdiene på belastninger fra monteringen av betongbruene. Siden prosjektet ikke er påbegynt, vil det være vanskelig å finne eksakte verdier for en A5-modul. Vanligvis er det utførende entreprenører som vil ha et oversiktlig bilde av utslippene ved byggeplass. Det ble tatt kontakt med entreprenører som Skanska og Veidekke, men uten hell. Derfor ble det videre gått over til å se på en rapport Enova hadde publisert om utslipp på byggeplass.[33] Man tok også med noen faktorer for miljøbelastninger fra de prefabrikkerte elementene, informasjon på nettet og egne antakelser.[34] Med disse tallene og god veiledning av Steinar Røine, klarte gruppen å sette sammen en A5-modul som virker fornuftig. EPDen er beskrevet i Vedlegg F.

En slik A5-modul ble av Røine beskrevet som pionerarbeid, og svært aktuelt for betongbransjen. Komiteen som reviderte PCR for betong, som Røine selv deltok i, har etterspurt en utvikling av dette stadiet i lengre tid. Røine var derfor svært begeistret for dette som et prøveprosjekt i den forbindelse.

## 4.3 Trebuene

I oppgaven har det blitt satt sett på to mulige løsninger på en trebru. Alternativene er en underspent bru og en bjelkebru, som er beskrevet i kapitlene 2.5, 2.6 og 3. Begge bruene er dimensjonert og modellert av gruppen sine egne modeller laget i FEM-Design. Grunnlaget for verdier brukt i sammenlikningen, som volum og mengde, kommer fra modellene og håndberegninger. Ved valg av bruløsningen som er mest konkurransedyktig til betongbruen, er det viktig å få et oversiktlig bilde av kostnader og miljøbelastninger for begge bruene.

### 4.3.1 Økonomi

De to bruløsningene er tiltenkt bygget med limtre levert av Moelven. Moelven leverer alt av trevirke til forskjellige formål, og er et ledende firma innen limtreindustrien i Norge. I samtaler med Moelven har gruppen vist sine konstruksjonsløsninger, hvor Moelven har gitt prisantydninger på konstruksjonsløsningene. Prisantydningene gitt fra Moelven gjelder elementene i trebruene som Moelven vil levere.

I likhet med betongbruen, har gruppen brukt et av AFRY sine tidligere prosjekter for å beregne ulike kostnader for trebruene. Prosjektet som har gitt grunnlaget for flere av kostnadene er Kongsli bru over E6 mellom Vinstra og Sjoa. Kongsli bru er en buebru av limtre, der man får et oversiktlig bilde over forskjellige kostnader som må medregnes ved utbyggingen av gruppens trebruer. Dette gjelder spesifikt kostnader som Moelven ikke gir prisantydning på, som montering av bruen, rekkverk og det tverrspente systemet. Kostnadene hentet fra Kongsli bru er også medregnet inflasjon for å tilnærme seg dagens markedspris.

For begge bruløsningene vil det være nødvendig med noe større mengder betong ved endeveggen til fundamentene på grunn av høyere bjelker. De tilføyde mengdene med betong vil bli en ekstra kostnad for trebruene og vil bli beregnet på samme måte som betongen i betongbrua, med anbudsrapporten fra fylkesvei 723 som grunnlag.

Den underspente bruen har i tillegg til armering og tverrspenningssystem, strekkstag i annen stålqualität som må prises. Her varierer stålqualiteten og type armering som heller ikke er likt med løsningene fra Kongsli bru. Derfor har man for underoppspanningssystemet vært i kontakt med Pretec AS, og fått en prisantydning på de nødvendige produktene. Utover dette har man for detaljer, som avstivninger og skruer, hentet priser fra COOP Obs Bygg og Byggmax. Her har man trukket fra merverdiavgift, da alle priser i sammenlikningen skal ekskludere dette.

### 4.3.2 Miljø

Grunnlaget for miljøberegningene for trebruene støtter seg på EPDer for de forskjellige produktene. Der det har gjort seg mulig vil EPDene bli hentet direkte fra leverandørene for hvert produkt brukt til bruen. Produktene medregnet i miljøberegningene for trebruene er limtre, impregnering av limtre, tverrspenningssystemet til dekket, underoppspanningssystem, betong og armering ved fundamentet. For EPDer brukt til trebruene, se Vedlegg F.

Verdiene for limtreets belastning er hentet ut fra Moelven sin EPD for sitt limtreprodukt av furu. EPDen inneholder verdier for alle modulene i en EPD, men som nevnt tidligere blir bare stadiene A1 til A5 brukt. Karbonlagringen ved produksjonsfasen blir trukket fra for sammenliknbarheten mellom tre og betong, som nevnt i kapittel 4.1. Limtre delene vil impregneres etter krav i N400, samt råd fra Åge Holmestad. Dette innebærer Cu-impregnering av alle lameller, samt kreosotimpregnering av hovedbjelkene. For miljøregnskapet medfører dette tilleggsbelastninger som er beregnet etter rapporter fra Ecoinvent og SINTEF. [35] [36] Cu-impregneringens miljøavtrykk er beregnet etter differansen mellom klimabelastning fra impregnert og ubehandlet trelast. Det er også tatt høyde for at det impregneres før høvling, som medfører at gjennomsnittlig 30 % større volum må Cu-impregneres, i følge Rune Abrahamsen i Moelven Limtre. Kreosotimpregnering skjer etter liming av bjelkene, og klimabelastninger er beregnet etter mengde kreosot som går med. I samråd med erfaringer fra Moelven Limtre kan man regne med omtrent 25 kg kreosot per m<sup>3</sup> limtre.

Man fant ikke EPDer fra aktuell leverandør av strekkstagene, og man har derfor brukt en EPD for konstruksjonsstål fra Skanska som grunnlag. Fra de EPDer som finnes på konstruksjonsstål, ser man uansett at de er ganske jevne, slik at verdiene som blir brukt trolig er en god tilnærming. En liten usikkerhet er likevel at strekkstagene er av fasthet 520 MPa, mens EPDer som ligger ute tar utgangspunkt i stålqualität S355.

Som for strekkstag fant man ingen EPD på tverrspanningene for tredekket. Det man vet her er at de leveres i høyfast stål, og derfor har man valgt EPD for spennarmering fra Ferrometall som grunnlag. Dette gjelder selve stagen, og for forankringsplater er det brukt samme EPD som for konstruksjonsstålet over, da forankringsplater typisk leveres i stålqualität S355.

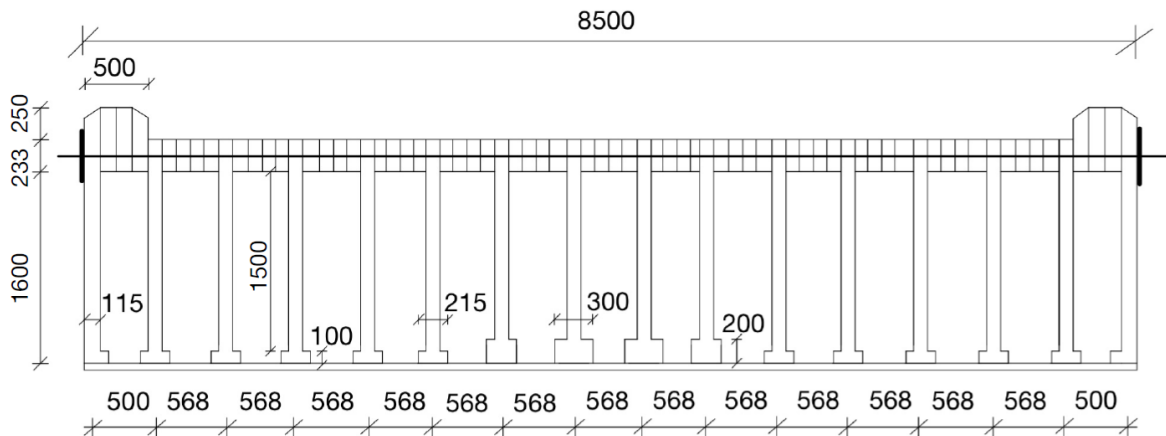
Utførelsen av fundamentet vil være ulik for trebruene i forhold til betongbruen. Betong- og armeringsmengder er tilsvarende for miljøsammenlikningen som for økonomisammenlikningen. Her brukes samme EPDer som for plasstøpt betong og armering på betongalternativet.

# Kapittel 5

## Resultater

### 5.1 Bjelkebru

#### 5.1.1 Tegning av brua



Figur 5.1: Målsatt snittegning av bjelkebru.

#### 5.1.2 Geometri

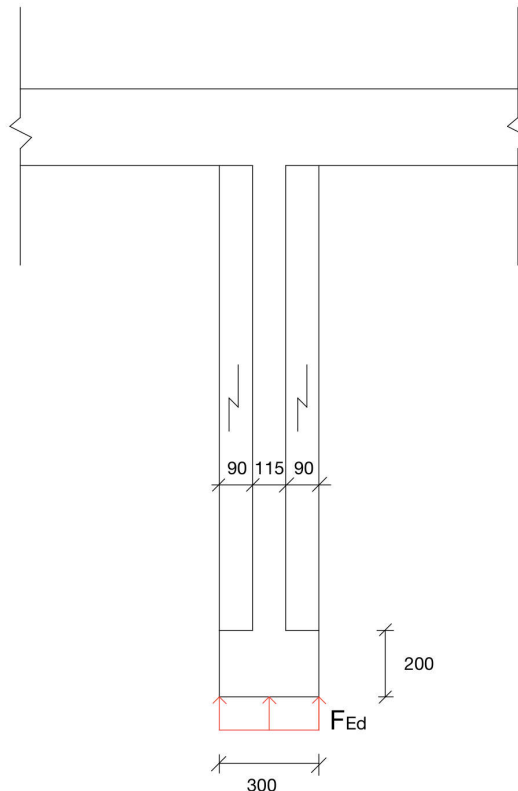
**Dekket** er 24 m langt, 8,5 m bredt og har en tykkelse på 233 mm. Limtrebjelkene som dekket består av er i utgangspunktet 115 mm brede, med mindre justeringer av bredden ved bjelkene og kanten for at bjelkeavstander skal bli like. Kantbjelkene er 0,5 m bred og inngår i det tverrspente dekket ved at det legges inn høyere limtrebjelker. Se figur 5.1 for eksempel på sammensetning.

**Stegene** er 1500 mm høye, med unntak av de fire midterste, som har steghøyde lik 1400 mm. Alle stegene er 115 mm brede og spennes inn i dekket som vist på figur 3.2.

**Flensene** er 100 mm høye utenom de fire midterste. De fire midterste flensene har en høyde på 200 mm for å øke kapasiteten mot bøyning. I hovedsak er flensene 215 mm brede, men de to bjelkene i midten og kantbjelkene er annerledes. De to midterste bjelkene har en nedre flensbredde på 300 mm, for å gi enda

mer kapasitet mot bøyning. Kantbjelkene har utstikkende flens kun på den ene siden av steget, for å hindre vann fra å samle seg oppå flensen. Kantbjelkenes flens er 165 mm brede.

**Avstivninger** legges på tvers av bruretningen og skrues fast i underkant av bjelkeflensene. Under bjelkene blir avstivningene skrudd fast med en senteravstand på 2 m i lengderetningen av brua. Avstivningene er 8,5 m lange med et tverrsnitt på 48x198 mm. I endene legges det inn vertikal avstivning på begge sider av stegene for at bjelkene ikke skal knekke ut. Dimensjoner på disse avstivningene tilpasses hver enkelt bjelke, som vist på figur nedenfor. Avstivningene legges langs hele opplagerlengden, der reaksjonskreftene opptrer og faren for utknekkning er reell.



**Figur 5.2:** Avstivning skrues inn på sidene av stegene ved bjelkenes opplegg.

**Tverrspanningen** består av 36 stag fordelt i lengderetning med en lengde på 9 m og en diameter lik 26,5 mm. Ankerplatene for tverrspanningen er 30 mm tykke og har en diameter på 365 mm.

### 5.1.3 Materialvalg

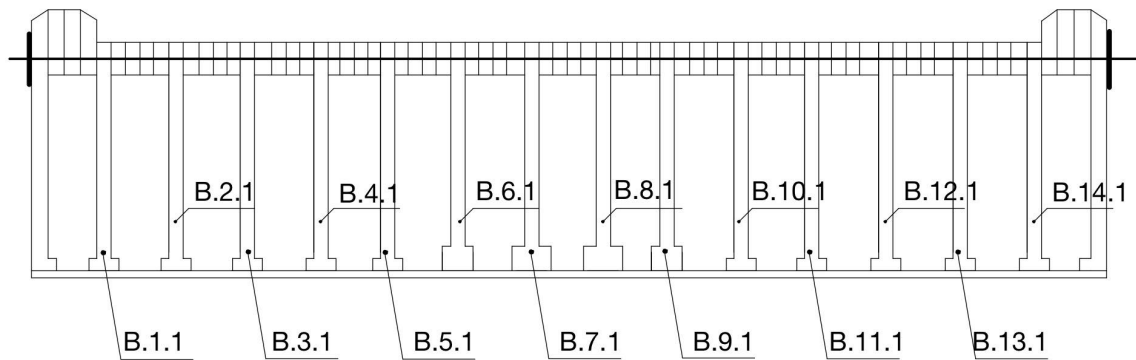
**Dekket** produseres i Cu-impregnert limtre av kvalitet GL30C.

**Bjelkene** produseres i dobbeltimpregnert limtre, Cu- og kreosotimpregnert, av kvalitet GL30C.

**Avstivningene** leveres i Cu-impregnert konstruksjonsvirke i styrkeklasse C24.

**Tverrspanningens** stag har en kvalitet som gir minimum  $f_y/f_u = 1000/1100$  N/mm<sup>2</sup>. Ankerplaten har stål kvalitet S355.

### 5.1.4 Utnyttelsesgrad



Figur 5.3: Bjelkereferanser for bjelkebruen.

Tabell 5.1: Utnyttelsesgrader for bjelkebruen. For detaljer, se Vedlegg C.

Type	Kritisk snitt	Lastkomb.	Utnyttelse [%]
Deformasjon	Midt i B.2.1	SLS2	71,3
Bøyespenning	Midt i B.7.1	ULS7	93,7
Skjærkapasitet bjelke	Ved opplager for B.7.1	ULS7	94,1
Knekkingskapasitet steg (uten avstivning)	Ved opplager for B.7.1	ULS7	916,1
Skjærkapasitet plate	Ved hjulplassering nær platesenter	ULS5-sentrert	46,8
Normalspenninger tverretning plate	Ved hjulplassering nær platesenter	ULS2	93,3

### 5.1.5 Økonomi

Totalkostnaden for brua, fra bunnplata av fundamentet og opp:

Tabell 5.2: Prissammendrag for bjelkebru. Se vedlegg E for detaljer.

Konstruksjonsdel	Andel av totalsum	NOK
Limtre	56,2 %	2015177
Konstruksjonsvirke	0,7 %	25743
Tverrspenning	12,8 %	460744
Betongarbeider	10,8 %	388522
Rekkverk	17,8 %	640152
Beslag kantbjelke	1,6 %	57223
SUM		<b>3587562</b>

### 5.1.6 Miljø

Bruas miljøbelastning, fra bunnplata av fundamentet og opp:

**Tabell 5.3:** Miljøregnskap for bjelkebru. Se EPDer i vedlegg F for detaljer.

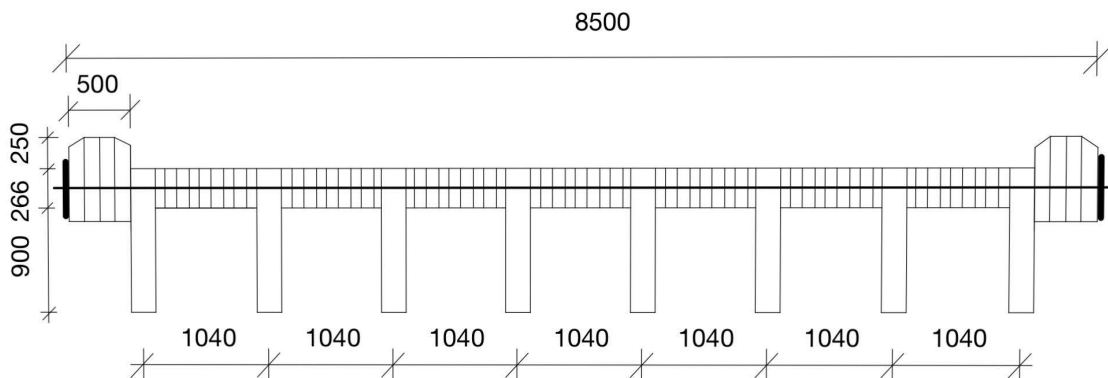
Materiale	Mengde	Enhet	A1-A3 Produksjon	A4 Transport	A5 Montasje	kg CO <sub>2</sub>	Andel av total
Limtre	126,04	m <sup>3</sup>	71,5	7,07	0,00868	9904,1	24 %
Impregneringsmiddel Cu	163,85*	m <sup>3</sup>	23,7			3883,3	9 %
Impregneringsmiddel kreosot	72,44*	m <sup>3</sup>	43,25			3133,0	8 %
Konstruksjonsvirke - Cu	0,87	m <sup>3</sup>	61,5	10	4,38	66,0	0,2 %
Tverrspanning	1393,87	kg	2,68	0,00965		3749,0	9 %
Ankerplate	1736,37	kg	2,89	0,0239	0,0023	5063,6	12 %
Betong til fundamentstøp	46,17	m <sup>3</sup>	267,48	5,08	21,3	13567,5	33 %
Armering	3307	kg	0,577	0,000973	0,00085	1914,2	5 %
SUM						<b>41280,7</b>	

\* Gjelder mengde limtre som skal impregneres.



## 5.2 Underspent bru

### 5.2.1 Tegning av brua



Figur 5.4: Målsatt snittegning av underspent bru.

### 5.2.2 Geometri

**Dekket** er 24 m langt, 8,5 m bredt og har en tykkelse på 266 mm. Limtrebjelkene som dekket består av er i utgangspunktet 115 mm brede, med mindre justeringer av bredden ved bjelkene for at bjelkeavstander skal bli like. Kantbjelkene er 0,5 m brede og inngår i det tverrspente dekket ved at det legges inn høyere limtrebjelker. Se figur 5.4 over for eksempel på sammensetning.

**Stegene** er 900 mm høye og 215 mm brede, som spennes inn i dekket som vist på figur 3.2.

**Avstivningsveggene** legges inn på tvers mellom bjelkene i bruas tredelspunkter i lengderetning. Veggene er 215 mm brede, og 1600 mm høye.

**Tverrspenningen** består av 35 stag fordelt i lengderetning med en lengde på 9 m og en diameter lik 26,5 mm. Ankerplatene for tverrspenningen er 30 mm tykke og har en diameter på 365 mm.

**Underspenningen** består av 9 stag med diameter på 64 mm.

### 5.2.3 Materialvalg

**Dekket** produseres i Cu-impregnert limtre av kvalitet GL30C.

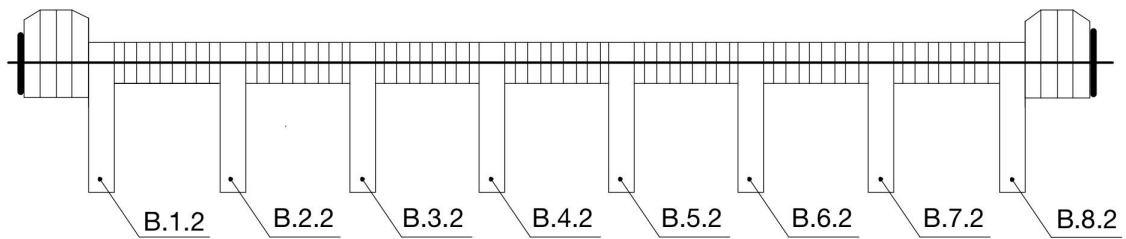
**Bjelkene** produseres i dobbeltimpregnert limtre, Cu- og kreosotimpregnert, av kvalitet GL30C.

**Avstivningsveggene** produseres i dobbeltimpregnert limtre, Cu- og kreosotimpregnert, av kvalitet GL30C.

**Tverrspenningens** stag har en kvalitet som gir minimum  $f_y/f_u = 1000/1100 \text{ N/mm}^2$ . Ankerplaten har stål kvalitet S355.

**Underspenningssystemet** har strekkstag i stål kvalitet med  $f_y = 520 \text{ N/mm}^2$ .

### 5.2.4 Utnyttelsesgrad



Figur 5.5: Bjelkereferanser for underspent bru.

Tabell 5.4: Utnyttelsesgrader for underspent bru. For detaljer, se Vedlegg D.

Type	Kritisk snitt	Lastkomb.	Utnyttelse [%]
Deformasjon	Midt i B.1.2	SLS2	74,2
Bøyespenning	Midt i B.6.2	ULS7	63,5
Skjærkapasitet bjelke	Ved opplager for B.5.2	ULS7	42,9
Knekkingskapasitet steg	Ved opplager for B.5.2	ULS7	86,8
Skjærkapasitet plate	Ved kant kjørebane over tverrbjelke ( $x=8m$ )	ULS5-sentrert	64,1
Normalspenninger tverretning plate	Ved hjulplassering nær platesenter	ULS5-sentrert	97,8
Spenninger i strekkstag	Stråstag ved brukant	ULS2	34,8

### 5.2.5 Økonomi

Totalkostnaden for brua, fra bunnplata av fundamentet og opp:

Tabell 5.5: Prissammendrag for underspent bru. For detaljer se vedlegg E.

Konstruksjonsdel	Andel av totalsum	NOK
Limtre	41,2 %	1534417
Tverrspenning	12,0 %	448257
Betongarbeider	9,8 %	366062
Rekkverk	17,2 %	640152
Beslag kantbjelke	1,5 %	57223
Strekkstagsystem	18,1 %	675162
<b>SUM</b>		<b>3721273</b>

### 5.2.6 Miljø

Bruas miljøbelastning, fra bunnplata av fundamentet og opp:

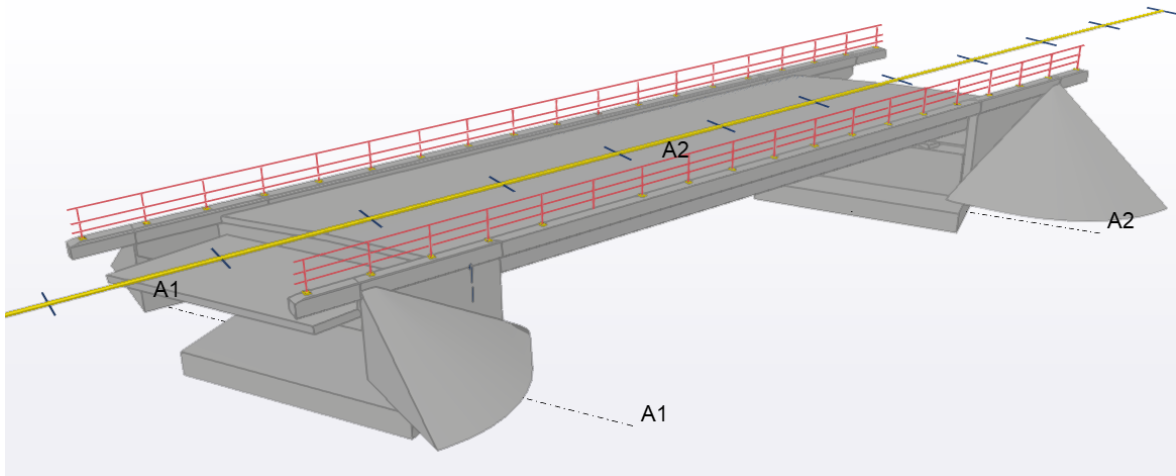
**Tabell 5.6:** Miljøregnskap for underspent bru. Se EPDer i vedlegg F for detaljer.

Materiale	Mengde	Enhet	A1-A3 Produksjon	A4 Transport	A5 Montasje	kg CO <sub>2</sub>	Andel av total
Limtre	102,08	m <sup>3</sup>	71,5	7,07	0,00868	8021,3	15 %
Impregneringsmiddel Cu	132,7*	m <sup>3</sup>	23,7			3145,1	6 %
Impregneringsmiddel kreosot	38,1*	m <sup>3</sup>	43,25			1647,8	3 %
Konstruksjonsvirke - Cu	0,4	m <sup>3</sup>	61,5	10	4,38	30,4	0,1 %
Tverrspanning	1355,15	kg	2,68	0,00965		3644,9	7 %
Ankerplate	1688,14	kg	2,89	0,0239	0,0023	4923,0	9 %
Betong til fundamentstøp	40,98	m <sup>3</sup>	267,48	5,08	21,3	12042,4	23 %
Armering	4923	kg	0,577	0,000973	0,00085	2849,6	5 %
Strekkestag	5483	kg	2,89	0,0239	0,0023	15989,5	31 %
SUM						<b>52293,9</b>	

\* Gjelder mengde limtre som skal impregneres.

## 5.3 Betongbru

### 5.3.1 Tegning av brua



Figur 5.6: AFRYs modell av betongbruen.

### 5.3.2 Geometri

Bruas utforming er som forklart i kapittel 2.7.

### 5.3.3 Økonomi

Totalkostnaden for brua, fra bunnplata av fundamentet og opp:

Tabell 5.7: Prissammendrag for betongbruen. For detaljer se vedlegg E.

Konstruksjonsdel	Andel av totalsum	NOK
Prefabrikkerte bjelker	29,6 %	934000
Betongarbeider	53,8 %	1693998
Rekkverk	11,5 %	363868
Lager og jordingspunkt	5,0 %	158822
SUM		<b>3150688</b>

### 5.3.4 Miljø

Bruas miljøbelastning, fra bunnplata av fundamentet og opp:

Tabell 5.8: Miljøregnskap for betongbruen. Se EPDer i vedlegg F for detaljer.

Materiale	Mengde	Enhet	A1-A3 Produksjon	A4 Transport	A5 Montasje	kg CO <sub>2</sub>	Andel av total
NTB bjelker	131,17	Tonn	209,57	4,36	3,29	28492,7	33 %
KTB bjelker	38,9	Tonn	198,77	4,36	3,29	8029,7	9 %
Plasstøpt betong	137,7	m <sup>3</sup>	267,48	5,08	21,3	40464,5	46 %
Armering	18131	kg	0,577	0,000973	0,00085	10494,7	12 %
SUM						<b>87481,7</b>	

## 5.4 Sammenlikning resultat

### 5.4.1 Generelt

Sammenlikningene er gjort innenfor de grensesnittene som er satt for oppgaven. De relative differansene for pris- og CO<sub>2</sub>-regnskap ville derfor vært noe mindre dersom man hadde tatt hele bruprojektet i betraktning.

### 5.4.2 Økonomi

**Tabell 5.9:** Sammenlikning av økonomi.

Sammenlikning økonomi			
	Betongbru	Underspent bru	Bjelkebru
NOK	3 150 688	+ 570 585	+ 436 874
%		+ 18,1 %	+ 13,9 %

### 5.4.3 Miljø

**Tabell 5.10:** Sammenlikning av miljø.

Sammenlikning miljø			
	Betongbru	Underspent bru	Bjelkebru
kg CO <sub>2</sub>	87 482	- 35 188	- 46 201
%		- 40,2 %	- 52,8 %

# Kapittel 6

## Diskusjon

### 6.1 Feilkilder

#### 6.1.1 Generelt

Det vil være en viss usikkerhet i noen av resultatene fra denne oppgaven som følger av feilkilder gjennom prosessen. Verdier i resultatene er oppgitt på et høyt nøyaktighetsnivå. Dette kommer av at mengder er multiplisert med enhetsverdier. Man skal likevel være oppmerksom på at usikkerheten i resultatene er større enn nøyaktigheten i resultatene.

#### 6.1.2 Forenklinger i dimensjonering

Da dimensjonering av en bru kan være svært omfattende og tidkrevende, har man i denne oppgaven gjort noen forenklinger. Estimaten er forsøkt kvalitetssikret gjennom diskusjoner med erfarne fagfolk på området. En forutsetning var at man neglisjerte skjevheten brubanen har på elva, og tenkte seg at fundamentene til trebrua kunne stå ortogonalt på brubanen. Å gjøre denne forenklingen for betongløsningen, ville trolig ikke gitt så store besparelser. Dette fordi alle de prefabrikkerte brubjelkene uansett må støpes inn i en endetverrbjelke ved opplagerne. Endetverrbjelken kan enkelt tilpasses skjevheten til fundamentene siden den plasstøpes. For en trebru vil det derimot kunne oppstå noen komplikasjoner ved et fundament som står skjevt på bjelkenes lengderetning. Man ville fått en varierende anleggsflate, noe som kunne resultert i at man måtte økt fundamentbredden noe. Dette ville gitt noen utfordringer med å tilpasse elementene på fabrikk. Hvis man for eksempel skulle limt sammen T-tverrsnittene på fabrikk måtte overflensen blitt tilskåret en vinkel lik skjevheten til fundamentene. Man ville også fått en utfordring med tverrspanningsenhetene ved brubanens ender, hvor man kanskje måtte ha en skjev tverrspanning som ville medført horisontale skjærkrefter mellom lamellene. Omkostningene ved noe slikt ville forhåpentligvis ikke vært kritisk i forhold til de resultatene man har fått. Likevel har den generelle modellen begrenset gyldighet til bruer som er fundamentert vinkelrett på brubanen.

Med tanke på dimensjoneringsgrunnlaget har man også forkortet prosessen noe ved å gjøre noen antatt fornuftige forenklinger. Det ble ikke gått dypt inn i vindlast da den blir relativt liten i forhold til andre laster. Likevel har man gjort en forenklet beregning av vertikal vindlast, for å konstatere at denne ikke er stor nok til å virke inn på dimensjonene. Brua er samtidig svært stabil og derfor ikke særlig sårbar for horisontale laster. Dette er også delvis grunnlaget for at man ikke har sett så mye på ulykkeslast. Med tanke på påkjørsel av rekkverk har man for eksempel valgt en preakseptert løsning for kjøresterkt rekkverk, og priset etter erfaringstall på dette. Naturlaster som bølge-, strøm-, flom- og skredlaster er neglisjert, da disse i hovedsak har innvirkning på fundamentene. Til slutt kan det nevnes at virkning av dynamisk last, svingninger og utmattingslaster ikke er blitt analysert nærmere. Oppsummert kan man si at alle forenklinger er gjort i samråd med ekstern veileder fra AFRY, på bakgrunn av at de trolig ikke vil ha betydning på hvilke dimensjoner man har endt opp med. Slik sett trenger disse forenklingene ikke å betraktes som vesentlige feilkilder på det resultatet man har fått for konstruksjonsløsningene.

### 6.1.3 Usikkerhet i priser

Det er en betydelig usikkerhet i prisgrunnlaget som foreligger i forbindelse med sammenlikningen. Mange av enhetsprisene er hentet fra referanseprosjekter som AFRY har gjort. Tallene er videre multiplisert med konsumprisindeks, og det kan knyttes noe usikkerhet til dette fordi inflasjonen kan variere mellom varer. Det er derfor ikke sikkert at de beregnede prisene gjenspeiler dagens markedspriser.

Prisene er hentet fra anbydere og leverandører i forskjellige situasjoner. Det er derfor usikkert hvor hardt prisene har blitt presset i forhold til hva de ville blitt gjort i en reell konkurranse om dette prosjektet. Drift og riggekostnader for byggeplassen er ikke tatt med. Dette er prosjektavhengige tall som er vanskelig å tilpasse fra erfaringstall. Usikkerheten ved å regne på dette var derfor så stor at man fryktet det kunne gå utover nøyaktigheten på resultatet. Hvorvidt dette har betydning for konklusjonen, er usikkert. Likevel kan det ha betydning til fordel for trebruene at man slipper enkelte støpejobber, som vil redusere drift- og riggekostnader.

### 6.1.4 Usikkerhet i miljøregnskap

Et miljøregnskap er også svært prosjektavhengig, og man bør derfor være varsom med å konkludere bastant basert på generelle EPDer. Tall på råvarer er trolig ganske stabile, men tilvirkning og montering er mer varierende. Steinar Røine i Spenncon sier for eksempel at deres tall på EPD knyttet til montering av prefabrikkerte elementer er basert på en sum av avfall, drivstoff og annet forbruk i forbindelse med montering over et år. Summen deles deretter på totalt antall tonn montert for året, og dukker videre opp under A5 på deres EPD. Når monteringsprosessen i realiteten varierer noe fra prosjekt til prosjekt vil dette være en liten feilkilde ved et miljøregnskap. Tallene varierer også noe mellom fabrikker og produsenter.

For plasstøpt betong ble det, som forklart i kapittel 4.2.2, utviklet en egen EPD for A5 som ikke er validert, og er dermed mer usikker. Denne omfatter blant annet strømforbruk på rigg, avfall, sortering og drivstofforbruk i forbindelse med støping av betong. Dette er svært prosjektavhengige tall, hvor det for større nøyaktighet burde innhentes erfaringstall fra en entreprenør. Det kan likevel nevnes at dette bidraget blir relativt lite, og påvirket sluttresultatet relativt lite.

I tillegg kan resultatet ved miljøsammenlikninger av forskjellige materialer alltid diskuteres, da alle materialer har forskjellige livsløp. Grensesnittene for livsløpet tilknyttet et produkt er helt avgjørende for resultatet som kommer ut. Utslipet fra transportmiddelet en arbeider bruker på vei til fabrikken er et eksempel på en variabel som medregnes eller ikke. For miljøregnskapet har gruppen støttet seg på EPDer, som baserer seg på PCR og ISO-standarden. Dette er verktøyer som ligger til grunn for beregninger av klimapåkjenninger i byggebransjen. Standarder og grunnlag er utviklet av nøytrale parter nettopp for å sikre objektive resultater, men prosessene kan alltså diskuteres. For å gi et best mulig sammenlikningsgrunnlag for denne oppgaven har man, som nevnt i kapittel 4.1, trukket fra trevirkets karbonlagring. Antagelsen har blitt gjort for å få mer sammenliknbare livsløp å basere beregningene på. Dette kan sies å være en ugunstig betraktning om man skulle favorisere tre som materiale. Trolig vil trevirkets karbonlager ha større effekt enn karbonatiseringen av betongen, men dette har man ikke sikre tall på.

Uansett er et argument for bruk av tre at dette er et biologisk materiale, som har sitt naturlige kretsløp som forklart i kapittel 2.4. Gitt at man ikke permanent hugger ut skogområder vil trær plantes, binde opp karbon, og frigjøre det ved forbrenning eller råtning. Alt dette kan skje på en bærekraftig måte som ikke tilfører ekstra miljøbelastninger. Ikke-biologisk materiale som impregneringsmiddel og belastning i forbindelse med transport og montasje kommer likevel i tillegg.

Det forskes stadig på karbonfangst. Med dette kunne man fanget opp omtrent 90 % av CO<sub>2</sub>-en som frigjøres ved forbrenning av tremateriale.[37] Når dagens bruer skal rives kan karbonfangst være et reelt alternativ, og det kan derfor diskuteres om det burde tas høyde for i klimaregnskapet. Dette ville redusert klimaregnskapene til trebruene, og man ville endt opp med negative totalsummer.

På den andre siden kan det også nevnes at det forskes mye for å redusere klimaavtrykket til betong. Karbonlagring fra sementproduksjon er, på samme måte som for tre, aktuelt for fremtiden. Lavkarbonbetong er annet et stikkord her, slik som nevnt i kapittel 2.7. Om noen år har man trolig også bedre tall på de reelle effektene av karbonatisering av betongen, slik at man samlet sett kan gi bedre sammenlikninger basert på hele materialenes livsløp.



## 6.2 Konstruksjonsløsninger

### 6.2.1 Generelt

Med grunnlag i resultater vist i kapittel 5, kan valg av bruløsning diskuteres basert på de kriteriene man valgte i problemdefineringsprosedyren; pris og miljø.

### 6.2.2 Bjelkebru

For bjelkebruen ser man fra resultatene en svært tilfredsstillende utnyttelsesgrad. Der man for bruløsninger, fra et konstruksjonsmessig perspektiv, ofte bare har noen få dimensjonerende kriterier, har man for denne løsningen fått høy utnyttelse på de fleste punkter. For alle utnyttelser har man naturligvis en sikkerhet i grunn fra dimensjoneringsprosedyrene i gjeldende standard. God utnyttelse betraktes derfor av gruppen som utelukkende positivt med tanke på materialøkonomi.

Prismessig kommer alternativet relativt godt ut med en totalsum på 3 587 562 NOK. CO<sub>2</sub>-avtrykket ble, som forventet, relativt lavt for bruen som bæres utelukkende av trevirke med unntak av festemidler.

Visuelt og praktisk kan det nevnes at denne løsningen krever en byggehøyde som ikke nødvendigvis er tilgjengelig ved alle omstendigheter. Brutverrsnittet bygger eksempelvis omtrent 800mm mer høyde enn betongbruen. Ved en begrensning på grunn av flomnivå eller kjørebane under bruen, måtte denne høyden blitt kompensert med et høyere utgangspunkt ved bruas ender. En eventuell fylling for å få til dette, ville medført ekstrakostnader.

### 6.2.3 Underspent bru

Den underspente løsningen har også en relativt god utnyttelse på flere punkter. Det som synes interessant ved denne løsningen er at man har muligheten til å optimalisere konstruksjonen til omstendighetene, ved tilpasning av ståldimensjonene som brukes til underspenning. Økte stålverrsnitt og vinkler på de skråstilte stålstagene,  $\alpha_1$ , vil bidra til større stivhet og større ekvivalente løftekrefter. Ved forankring til betongfundamentene som forklart i kapittel 3.4.1, kan man på denne måten føre krefter ut av systemet. Slik kan man stadig tilpasse skjærkrefter til hva de valgte bjelketverrsnittene har kapasitet til. Ved tilpasning av ståldimensjoner vil man også kunne lette på maksimale bøyespenninger og deformasjoner.

Det bør likevel nevnes at underspenningssystemet fører med seg en del variabler som vil påvirke systemet. Eksempelvis vil temperaturtøyning gi en økning av ekvivalente løftekrefter på omtrent 50 % ved særlig kaldt vær og en reduksjon på omtrent 30 % ved særlig varmt vær. Dette gjelder ved ekstremalverdier for avvik fra valgt initialtemperatur på brustedet, som er satt til 10 grader. For å sikre en mest mulig gunstig effekt av temperaturtøyning, bør altså stålet monteres på sommertid. Temperaturforandringer vil i praksis medføre en forandring av bruas nullpunkt; deformasjon med kun permanente laster til stede. Den økte stivheten til konstruksjonen vil likevel stadig være til stede, slik at man kan si at deformasjonen fra trafikklast alene vil være uavhengig av temperaturen. Svært varme temperaturer i forhold til initialtemperatur kan derfor sies å være mest kritisk med tanke på bøyespenninger.

En annen variabel som bør kontrolleres er relaksasjon, altså varig deformasjon av stålet. Dette vil redusere effekten til strekkstagene. Varig deformasjon skal i teorien ikke skje om man baserer seg på Hooke's lov og har tilstrekkelig flytegrense på stålet. En liten relaksasjon som følger av belastning over lang tid, vil likevel kunne påløpe. På samme måte som varmt vær, vil relaksasjon i praksis bare gi et lavere nullpunkt. Konstruksjonens stivhet vil i utgangspunktet være konstant.

Prisen er beregnet til en totalsum på 3 721 273 NOK, noe som er tilsynelatende jevnt med bjelkebruen. Miljømessig havner det underspente alternativet litt dårligere ut enn bjelkebruen, noe som er å forvente med tanke på en betydelig større andel stål i konstruksjonen.

Her kan det nevnes at valgt utforming på den underspente bruen krever en tilsvarende byggehøyde som bjelkebruen. Dette kan gi utfordringer i praksis, men kan tilpasses brustedet. Dersom man krever en mindre byggehøyde, vil man nødvendigvis måtte øke ståldimensjonene for å få samme effekt av strekkstagene. Har man derimot ubegrenset byggehøyde, kan prinsippet med strekkstagene utnyttes enda mer materialøkonomisk.

#### 6.2.4 Sammenlikning

Som nevnt har man i denne oppgaven sett på konkurransedyktigheten basert på kriteriene pris og miljø. Dette er viktige kriterier for alle utbyggere ved valg av løsning. Vektingen av kriteriene mot hverandre er likevel prosjektavhengig, noe som gjør det vanskelig å peke ut den beste løsningen ut ifra resultatene fra denne oppgaven.

På grunn av at man tradisjonelt sett har vektet prisen tungt, finnes det kanskje tendenser til at billigere alternativer har kommet lengre i utviklingen. Med dette menes at man har mer kompetanse på optimalisering med tanke på pris. I tillegg har man flere leverandører og større produksjon av de tradisjonelle løsningene, noe som medfører større konkurranse og lavere priser. Samtidig er begrepet konkurransedyktighet i mange prosjekter enda mer komplekst. Eksempelvis har kriterier som estetikk, lokasjon og praktisk utførelse stor betydning i mange prosjekter.

Norges klimamål er å redusere utslippene med 50 % innen 2030 fra referanseåret 1990.[38] Miljøaspektet får, i bygg- og anleggsbransjen, dermed mer betydning og vektet nok tyngre den dag i dag, enn for 30 år siden. Ser man på sammenlikningene gjennomført i denne oppgaven kommer betongbruen dårligere ut enn trebruene. Verdier hentet fra resultatene viser at valg av bjelkebru vil halvere utslippene til betongbruen. Statens vegvesen har selv beskrevet ulike mål om å redusere klimautslipp fra veginfrastruktur, der bruer inngår i disse målene. Her trekkes valg av materiale frem. Blant målene står det at innovative materialer skal redusere utslipp, materialbruken, materialtransporten og øke levetiden til bruene.[39] Dette er punkter som støtter seg til regjeringens mål om å redusere utslippene med 50 %. Skal man nå disse målene må byggherre kanskje være villig til å inngå kompromiss med tanke på pris ved valg av materiale og løsning. Ut ifra resultatene fra denne oppgaven måtte byggherre anslagsvis betalt 10 kroner per kg CO<sub>2</sub>-ekvivalent spart. Videre kunne man diskutert om myndighetene burde legge til rette for dette gjennom tilskuddsordninger.

# Kapittel 7

## Konklusjon

Hensikten med denne oppgaven var å se på konkurransedyktigheten til tre som konstruksjonsmateriale, på et bruspenn hvor betong tradisjonelt har vært mye brukt. Dette ble gjennomført ved å gå i dybden på å optimalisere en løsning i tre. Trebruen skulle optimaliseres etter oppgavens sammenlikningsgrunnlag; økonomi og miljø. I forkant av prosjektet hadde gruppen en hypotese om at det prismessig er lønnsomt å velge betong foran tre for slike bruspenn. Med hensyn til miljø, tenkte man seg derimot at tre ville være bedre.

Det ble utarbeidet to forskjellige løsninger til trebru, som man ønsket å gjøre fullstendige klima- og kostnadsregnskap på. Basert på valgte kriterier, kan det konkluderes med at bjelkebruen vant frem av disse to. Dette ble en konklusjon, da den anslagsvis både er billigere og setter et mindre klimaavtrykk enn den underspente bruen. Den underspente løsningen er likevel interessant å se videre på, og kan muligens være mer fordelaktig på noe lengre spenn.



**Figur 7.1:** Modell av bjelkebru. Denne er ment for å gi et visuelt inntrykk, og gjenspeiler ikke alle detaljer som er valgt.

---

Fra en sammenlikning av bjelkebruen med den prosjekterte betongbruen, kan man konkludere med at hypotesen til gruppa stemte. Betongbruen ble billigere, men tilsynelatende ikke mer enn 14 %. Dette basert på et regnskap hvor deler av bruene er neglisjert, så den relative prisforskjellen vil slik sett vært mindre for prosjektet som helhet. Videre stemte det også at trebruen kom bedre ut med tanke på klimaregnskap. Tallene viser en besparelse på 52,8 % ved bruk av tre som alternativt materiale. Prosentandelen viser her til et regnskap av antall kg CO<sub>2</sub>-ekvivalenter. Det fremgår av diskusjonskapittelet at det er usikkerhet til både økonomi- og miljøregnskapet, på grunn av noen feilkilder gjennom prosessen. Samtidig kan metodene som blir brukt for å gi sammenlikningsgrunnlag diskuteres, spesielt med tanke på miljøregnskapet. Uansett gir resultatene gode indikasjoner man kan vurdere konkurransedyktigheten ut ifra.

Det kan fra denne rapporten hevdes at tre er konkurransedyktig som konstruksjonsmateriale for bruer av denne typen. Dilemmaet rundt materialvalg vil etter disse resultatene baseres på hvordan kriteriene økonomi og miljø vektes. Dette er tross alt opp til hver utbygger å vurdere. Skal man nå klimamålene, er det kanskje nødvendig å vekte miljø tyngre enn det har blitt gjort tidligere i forbindelse med brubygging. En tilnærming man kan sette til vektingen, er at hver kilo CO<sub>2</sub> i dette prosjektet har en pris på omtrent 10 NOK om man velger tre som konstruksjonsmateriale. Slik kan man sammenlikne et materialvalg for dette prosjektet med andre klimavennlige valg, hvor man står med samme problemstilling for vekting av kriterier.

Med økt bruk, større konkurranse og utvikling av trebruer er det heller ikke umulig at tre kan komme ut som beste alternativ, både på pris og miljø.

# Kapittel 8

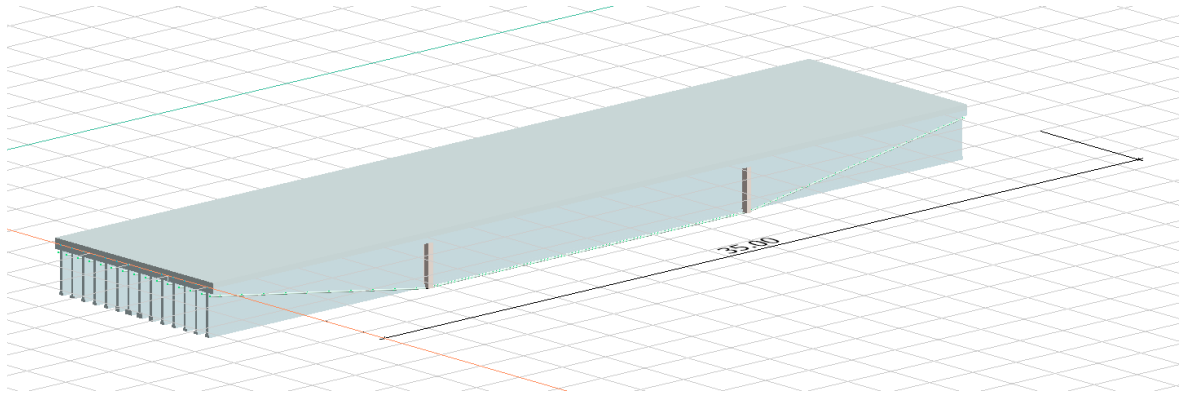
## Forskning og utvikling

### 8.1 Konstruksjonsløsninger

Som det kom frem tidligere i denne rapporten, har man tradisjonelt sett brukt lite tre som konstruksjonsmateriale for vegbruer med spennvidder av denne lengden. Man finner kortere bruer, typisk over bekker og mindre elver, hvor platebruer og bjelkebruer av tre er relativt konkurransedyktige. Man finner også trebruer med lengre spenn, typisk overgangsbruer over motorveier, da gjerne i form av buebruer. [3] At tre kommer til kort på disse mellomlange spennviddene på 20-30 meter har sine grunner. Fra materialeegenskapene til tre har man to svakheter som ofte blir dimensjonerende. I plate- og bjelkebruer ser man at nedbøyningene fort blir for store på grunn av en E-modul som er lav, sammenliknet med slakk- eller spennarmert betong. Med store trafikklaster ser man også at skjær- og opplagerkrefter kan bli dimensjonerende på grunn av en svært lav skjærfasthet, sammenliknet med betong. Dette medfører at dimensjonene blir uhensiktsmessig store og man får dårlig utnyttelse av materialet. En buebru regnes derimot som et materialøkonomisk alternativ. Her får man overført store deler av kreftene som aksialkrefter gjennom buen, og slipper dermed unna en del av skjærkreftene. Ulempen her er at det, med mye detaljer, påløper kostnader som gjør alternativet for dyrt, spesielt for spennvidder hvor prefabrikkerte brubjelker kan fraktes. Estetisk vil nok mange likevel foretrekke en buebru av tre fremfor en prefabrikkert betongbru, hvilket er grunnen til at man finner eksempler på buebruer med spenn på 20-30 meter.

Fra løsningene som ble dimensjonert i denne oppgaven, ser man fra resultatkapittelet relativt gode utnyttelsesgrader. Ved å se på langbærere og plate i et samvirke som et T-tverrsnitt, oppnår man en vesentlig bedre stivhet i konstruksjonen enn ved en tradisjonell bjelkebru. Med underoppspanningsløsningen får man ytterligere økt stivhet, samt ekvivalente løftekrefter på brua som øker jo større trafikklaster og deformasjon som påføres. Forankres strekkstagene i fundamentet, føres kreftene ut av systemet, og de ekvivalente løftekreftene vil gi reduserte skjær- og opplagerkrefter. Med disse prinsippene har man støttet trebjelkene på sine to relativt svake punkter; stivhet og skjærfasthet.

Videre beregninger i FEM-Design viser at man med disse prinsippene kan få til bjelkebruer med spennvidder på over 35 meter. Man testet dette for å maksimere lengden på bjelkeelementene som, med spesiell tillatelse, kan fraktes på vegnettet i Norge. [8] Konstruksjonsmessig forlenget man bare bjelketverrsnittene fra bjelkebruen fra 24 til 35 meter. Man kombinerte så dette med en tilsvarende strekkstagløsning, som for den underoppspente bruene, fra tidligere i oppgaven. Bruemodellen ble modellert og analysert med de samme lastene og kombinasjoner som vist i kapittel 2.8 og 2.9, og resultatene viser gode utnyttelsesgrader.



**Figur 8.1:** Utsnitt av FEM-modell for 35 meters bruløsning.

**Tabell 8.1:** Utnyttelsesgrader for modell av 35 meters bruløsning.

Type	Opptredende maks	Lastkomb.	Grenseverdi/kapasitet	Utnyttelse [%]
Deformasjon	72 mm	SLS2	100 mm	<b>72</b>
Bøyespenning	20,6 N/mm <sup>2</sup>	ULS7	23,48 N/mm <sup>2</sup>	<b>87,7</b>
Skjærkapasitet bjelke	221 kN	ULS7	509,2 kN	<b>43,4</b>

Med andre ord ser man kanskje et uforløst potensial i disse konstruksjonsprinsippene for brubygging i Norge. Løsningene kan trolig optimaliseres enda mer, og er tilpasningsdyktige til omgivelsene ved brustedet. Med større byggehøyde kan strekkstagene utnyttes enda bedre. Har man en begrensning på byggehøyden, kan man øke dimensjonene eller forspenne de som forklart i kapittel 2.6. De praktiske utførelsene har man ikke gått så nøye inn i denne oppgaven, og må kanskje utredes noe mer før man kan bygge slike bruer. Resultatene fra pris- og miljøregnskap i denne oppgaven indikerer uansett at man med videre utvikling kan få til konkurransedyktige løsninger på spennvidder hvor betong tradisjonelt er et naturlig valg.

## 8.2 Miljø

For å gjøre vurderingsgrunnlaget for konkurransedyktighet mindre usikkert, finnes det flere punkter som kan forbedres. En fullstendig livsløpsanalyse av betong er nødvendig for å kunne få et helhetlig bilde av klimaavtrykket til en betongbru. Steinar Røine har belyst denne problemstillingen, og gitt uttrykk for betongforeningens ønske om å utvikle EPDer til C4 fasen. Slike EPDer er allerede på plass for limtre.

## 8.3 Økonomi

Standardisering og produksjon av løsninger som blir brukt i denne oppgaven er også viktig å få på plass for å kunne gi et godt bilde av konkurransedyktigheten. For underoppenningsystemet i denne oppgaven har man forsøkt å tenke seg til løsninger som kan fungere i praksis. Videre har man vendt seg til produsenter for å få priset disse. De produktene prisene viser til er ikke nødvendigvis optimale til formålet. Med erfaringer kunne man utviklet og produsert standardløsninger, som muligens ville blitt billigere enn produktene valgt i denne oppgaven. En mulighet er også å utvikle en håndbok for standardiserte limtrebjelker på samme måte som for betong i *V426 Prefabrikkerte brubjelker*. På denne måten ville prosjekteringsprosessen også vært mer effektiv, og dermed økonomisk besparende for prosjektet. Det er først da man får et riktig bilde av hvorvidt konstruksjonsprinsippene er konkurransedyktige i dagens marked.

Videre er det viktig å gjøre seg erfaringer for å kartlegge vedlikeholdskostnader for de forskjellige løsningene. Et godt sammenlikningsgrunnlag for økonomi ville, på samme måte som for miljø, inkludert hele bruens livsløp. Her kunne man også inkludert timer brukt på planlegging og prosjektering, samt destruering av bruene.

# Vedlegg

**Vedlegg A** Artikkel

**Vedlegg B** Plakat

**Vedlegg C** Beregningsrapport: Bjelkebru

**Vedlegg D** Beregningsrapport: Underspent bru

**Vedlegg E** Prisberegninger

**Vedlegg F** EPDer

**Vedlegg G** Grunnlag for beregning av A5 for plasstøpt betong

**Vedlegg H** Beregning av vindlast



# Referanser

- [1] World Green Building Council. *Global Status Report 2017*. Tekn. rapp. Des. 2017. URL: <https://www.worldgbc.org/news-media/global-status-report-2017>.
- [2] Vegdirektoratet. *N400 Bruerprosjektering m/rettelsesblad*. Sep. 2017.
- [3] Vegdirektoratet. *SVV Rapport 422 Trebruer*. Tekn. rapp. Mai 2017.
- [4] Standard Norge. *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 2: Bruer*. Jul. 2012.
- [5] Standard Norge. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer*. Apr. 2010.
- [6] Standard Norge. *Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger*. Jul. 2010.
- [7] Standard Norge. *Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner*. Nov. 2008.
- [8] Norske Limtreprodusenters forening. *Limtreboka*. 2015.
- [9] Statistisk sentralbyrå. *Konsumprisindeksen*. URL: <https://www.ssb.no/kpi>.
- [10] Kari-Anne Lyng mfl. *Karbonopptak i betong i LCA og EPD*. Tekn. rapp. Jun. 2014.
- [11] Norcounsoft Informasjonssenter. *Avansert programvare for konstruktører*. URL: <https://www.nois.no/produkter/bim/fem-design/>.
- [12] tekla.com. *Powerful structural BIM software for better projects*. URL: <https://www.tekla.com/products/tekla-structures>.
- [13] Graphisoft. *Archicad*. URL: <https://graphisoft.no/archicad/oversikt/>.
- [14] Treindustrien. *Treets miljøegenskaper*. URL: <http://www.treindustrien.no/miljo>.
- [15] Standard Norge. *Trekonstruksjoner - Limtre og limt laminert heltre - Krav*. Des. 2016.
- [16] Sigurd Eide, Geir Glasø og Erik Aasheim. *Prosjektering av trekonstruksjoner Trykk vinkelrett på fiberretning, en anbefaling*. Tekn. rapp. Feb. 2013. URL: <http://www.treteknisk.no/resources/Rapport-86.pdf>.
- [17] Multiconsult. "E16 Overgangsbruer i tre". I: (2014). URL: <https://www.multiconsult.no/prosjekter/e16-overgangsbruer-tre/>.
- [18] Kjærra Fossepark. "Kjærrabrua". I: (2001). URL: <https://www.kjaerra.no/kjrrabrua>.
- [19] Per Tveit. "Putin hyller norsk bruteknologi". I: (2014). URL: <https://www.tu.no/artikler/putin-hyller-norsk-bruteknologi/232570>.

- [20] Joachim Seehusen. “Verdens sterkeste trebru”. I: (2008). URL: <https://www.tu.no/artikler/verdens-sterkeste-trebru/322456>.
- [21] Jarle Skoglund. “Tungt politisk press fra Innlandet om å bygge ny Mjøsbu i tre.” I: (2019). URL: <https://www.veier24.no/artikler/tungt-politisk-press-fra-innlandet-om-a-bygge-ny-mjosbru-i-tre/475296>.
- [22] Petter Aune. *Trekonstruksjoner del 2 - tak, broer, rehabilitering, spesielle konstruksjoner*. 1994.
- [23] Standard Norge. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger*. Feb. 2008.
- [24] Vegdirektoratet. *V426 Prefabrikerte brubjelker*. Mai 2019.
- [25] Norsk betongforening. *CO2 -utslipp – sement og betong, Utfordringer og perspektiver*. Tekn. rapp. Nov. 2008.
- [26] Østfoldforskning. *Karbonopptak i betong i LCA og EPD*. Tekn. rapp. Jun. 2014.
- [27] Sverre Smeplass. *Proporsjonering av lavkarbon og lavenergi- betong*. Tekn. rapp. Apr. 2017.
- [28] Wikipedia.no. *Tetthet*. Nov. 2019. URL: <https://no.wikipedia.org/wiki/Tetthet>.
- [29] Samferdseldepartementet. *Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaiar og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.)* Nov. 2017. URL: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-11-17-1900>.
- [30] Standard Norge. *Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster*. Sep. 2009.
- [31] Standard Norge. *Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner*. Mai 2016.
- [32] LCA.no. *Transportkalkulator*. Mai 2020. URL: <https://lca.no/transportkalkulator/>.
- [33] Guro Fasting og Arne Øvrebø Lie. *FOSSIL- OG UTSLIPPSFRIE BYGGEPLASSER*. Tekn. rapp. Aug. 2017.
- [34] Per Nielsen. *Slik beregner du effektbehovet på byggeplassen*. Jan. 2019. URL: <https://www.satema.no/fagblogg/provstrom/slik-beregner-du-effektbehovet-pa-byggeplassen/>.
- [35] Tereza Levova, Emilia Moreno Ruiz og Gregor Wernet. *Ecoinvent 3.6 - Dataset documentation, wood preservation, pressure vessel, creosote, outdoor use, ground contact*. Tekn. rapp. Jan. 2008.
- [36] Silje Wærp mfl. *Livsløpsanalyser (LCA) av norske treprodukter*. Tekn. rapp. 2009.
- [37] Lars G. F. Tellnes og Ulrich Hundhausen. *Life cycle assessment of creosote treated wood and tall oil treated wood with focus on end-of-life*. Tekn. rapp. Mai 2016.
- [38] Klima- og miljødepartementet. *Norge forsterker klimamålet for 2030 til minst 50 prosent og opp mot 55 prosent*. Feb. 2020. URL: <https://www.regjeringen.no/no/aktuelt/norge-forsterker-klimamålet-for-2030-til-minst-50-prosent-og-opp-mot-55-prosent/id2689679/>.
- [39] Statens Vegvesen. *Delprosjekt Bærekraftig infrastruktur– bidra til å nå nasjonale klimamål*. Des. 2019. URL: <https://www.vegvesen.no/vegprosjekter/ferjefriE39/delprosjekt/baerekraftig-infrastruktur>.

