



Høgskulen
på Vestlandet

BACHELOROPPGAVE

Prosjektering av gang- og sykkelbru med
sammenligning av stål og aluminium

Design and analysis of footbridge with
comparison of steel and aluminium

Boryana Georgieva Roeva

Kristoffer Ommundsen Ribe

Byggingeniør, bachelor

Institutt for bygg-, miljø- og naturvitenskap

Veileder: Svein-Rune Kleppe

21.05.2024

Forord

Dette er en bacheloroppgave skrevet av 2 studenter med spesialisering av konstruksjonsteknikk ved Høgskulen på Vestlandet (HVL) i Bergen, Norge. Oppgaven er den avsluttende delen av en treårig bachelorutdanning på byggingeniørstudiet. Arbeidet med bacheloroppgaven er gjennomført våren 2024 og har et omfang som tilsvarer 20 studiepoeng.

Oppgaven er gitt av Node Rådgivende Ingeniører AS og omhandler prosjektering av en gang- og sykkelbru. Med interesse for stålkonstruksjoner og nysgjerrighet rundt bruk av aluminium som konstruksjonsmateriale, har vi kommet frem til å sammenligne denne bruen for stål og aluminium. Med tanke på at vi ikke har hatt mye erfaring om brukonstruksjoner og aluminium, har denne oppgaven bydd på spennende utfordringer og en bratt læringskurve.

Vi vil takke Node Rådgivende Ingeniører for å gi oss denne oppgaven med stor frihet til å vinkle inn på hva vi selv ønsker å lære mer om. Videre vil vi takke vår interne veileder Svein-Rune Kleppe, for å ha bidratt med sin kompetanse for å gjøre denne oppgaven bedre.

Sammendrag

Hensikten med bacheloroppgaven var å utforme og dimensjonere en 19 meter gang- og sykkelbru både av stål og aluminium, for så se på hvilket materiale som blir mest gunstig. Begge brualternativene skulle forholdsvis ha nokså lik utforming og bygget på Nøstet Sjøfront i Bergen.

Gjennom en mulighetsstudie ble en rekke brualternativer vurdert, før en kom frem til å utforme bruene som en buebru med strekkbånd og Vierendeel fagverk. Dette er fagverk som baserer seg på momentstivhet mellom gurter og vertikale staver. Videre ble brualternativene dimensjonert. I dimensjoneringsprosessen var det hovedfokus på å vurdere bruddgrensetilstanden. Målet var å sikre at bruene hadde tilstrekkelig kapasitet og kunne fungere pålitelig over lang tid. Analysen fra Robot Structural Analysis viste at jevnt fordelt gangtrafikk var dimensjonerende for bruene. I utgangspunktet var Robot-modellen lik for både stål og aluminium, uten avstivning mellom fagverkene. For bruer av slik utforming er knekking en utfordring. Det viste seg videre at knekking av buen ikke var et problem for stålbruene, men fagverkene i aluminiumsutførelsen måtte derimot avstives mot sideveis knekking. I tillegg til analyse gjennomført i Robot, var det gjort noen supplerende håndberegninger for å verifisere resultat fra dataprogram og fullføre dimensjoneringen. For stålbruene ble det utført manuell kontroll av knutepunktene. Momentene forårsaket av Vierendeel fagverksmodellen hadde innvirkning på knutepunktens kapasitet, og tverrsnittet av noen komponenter måtte derfor endres. Videre ble både sveis og dekke beregnet for hånd for begge materialalternativene.

Det ble til slutt sett på egenskaper, økonomi og miljø for å avgjøre hvilket materiale som var mest gunstig. Det ble da vurdert vanlig stål, stål miljømetall fra Norsk Stål, vanlig aluminium og Hydro Reduxa. Her er stål miljømetall og Hydro Reduxa to mer miljøvennlige alternativer.

Det er kommet fram til at begge alternativene er like gode styrkemessig. Selv om utformingen er noe forskjellig, er begge ansett som gode løsninger. Dermed er det kostnad og miljø som avgjør gunstigheten. Både vanlig aluminium og Hydro Reduxa er funnet ut til å være rimeligere enn stål. Videre er det vist at stål miljømetall er mest miljøvennlig. Forskjellen på økonomidelen i forhold til forskjellen på miljødelen er til fordel til aluminium. Konklusjonen er at aluminium er mest gunstig, mer spesifikt, av typen Hydro Reduxa.

Abstract

The purpose of the bachelor's thesis was to design a 19-meter long footbridge in both steel and aluminum, and determine which material is most advantageous. Both bridge alternatives were intended to have a relatively similar design and to be located at Nøstet Sjøfront in Bergen.

A feasibility study was performed to assess various bridge alternatives before deciding to design the bridge as a tied-arch bridge with Vierendeel trusses. This type of truss is based on moment rigidity between the chords and vertical bars. The main focus in the further design and sizing of the structure was to check the ultimate limit state and ensure that the bridge had sufficient capacity. The results by Robot Structural Analysis showed that the bridge is primarily influenced by uniformly distributed traffic load. Initially, the Robot model was the same for both steel and aluminum, without bracing between the trusses. It was found that buckling was not crucial for the steel bridge, but the trusses in the aluminum one required bracing. In addition to the analysis performed in Robot, some additional manual calculations were done to verify results from the software and complete the designing. Manual checks of the nodes were carried out for the steel bridge. The moments caused by the Vierendeel truss model had an impact on the capacity of the nodes, and the cross-section of some components had to be changed. Additionally, both welding and decking were manually calculated for both the materials.

At the end, factors as properties of the materials, economics and impact on the environment were considered to determine which material was most advantageous. Ordinary steel, environmentally friendly steel from Norsk Stål, ordinary aluminum, and aluminum Hydro Reduxa were evaluated.

It was found that both alternatives have enough capacity and are equally strong. Although the designs are somewhat different, both are considered as good solutions. Therefore, it is cost and environmental factors that determine the advantage. Both ordinary aluminum and Hydro Reduxa were found to be cheaper than steel. Furthermore, it was shown that environmental steel is the most environmentally friendly material. The difference in terms of economics compared to the difference in terms of the environment favors aluminum. The conclusion is that aluminum, and more specifically the type Hydro Reduxa, is the most advantageous material for the bridge.

Innholdsfortegnelse

Forord	I
Sammendrag	II
Abstract	III
Innholdsfortegnelse	IV
Figurliste.....	VII
Tabelliste	IX
1 Innledning	1
1.1 Prosjektbeskrivelse	1
1.2 Bakgrunn	2
1.3 Problemstilling.....	2
1.4 Avgrensninger	3
1.5 Metode	3
2 Mulighetsstudie	4
2.1 Brutyper	4
2.1.1 Bjelkebru	4
2.1.2 Buebru	5
2.1.3 Fagverksbru	7
2.2 Materialer og egenskaper.....	9
2.2.1 Stål.....	9
2.2.2 Aluminium	12
2.3 Analyse- og dimensjoneringsprinsipper	16
2.3.1 Lover og regelverk	16
2.3.2 Modeller for konstruksjonsberegning	17
2.3.3 Lastvirkningsanalyser.....	17
2.3.4 Dimensjoneringsprinsipper	19
2.4 Tilnæringsmåter ved utforming av bruer.....	20
3 Prosjekteringsforutsetninger	21
3.1 Standarder	21
3.2 Geometriske mål og krav	22
3.3 Laster og lastvirkninger	22
3.3.1 Egenlaster	22
3.3.2 Trafikkklaster	22

3.3.3	Vindlaster	24
3.3.4	Snølast	25
3.3.5	Termiske laster	25
3.3.6	Andre laster	26
3.3.7	Lasttilfeller og grensetilstander	27
4	Konstruktiv utforming	28
5	Dimensjonering av bruoverbygning - stål	31
5.1	Analyse i Robot Structural Analysis	31
5.1.1	Oppbygging av beregningsmodell	31
5.1.2	Lastkombinasjoner og lastplassering	32
5.1.3	Materialer og tverrsnitt	35
5.1.4	Bruddgrense	36
5.1.5	Bruksgrense	44
5.2	Brudekke	45
5.3	Håndberegninger	46
5.3.1	Verifisering av modell	46
5.3.2	Tverrbjelker HE200B	46
5.3.3	Knutepunkter	47
5.4	Oppsummering	51
6	Dimensjonering av bruoverbygning – aluminium	52
6.1	Analyse i Robot Structural Analysis	52
6.1.1	Materialer og tverrsnitt	52
6.1.2	Nødvendige endringer i modell	53
6.1.3	Knekk lengder	54
6.1.4	Von Mises spenningskontroll	54
6.1.5	Deformasjoner	55
6.2	Håndberegninger	56
6.3	Brudekke	57
6.4	Oppsummering	59
7	Kostnads- og utslippsoverslag	60
8	Diskusjon	64
8.1	Utforming og dimensjonering	64
8.2	Økonomi	65
8.3	Miljø	66

9	Konklusjon.....	67
10	Videre arbeid	68
	Kildeliste	69
	Vedleggsliste	74

Figurliste

Figur 1: Oversikt over Nøstet Sjøfronts beliggenhet.	1
Figur 2: Sjøpromenaden vist med blå linje i skissen.....	1
Figur 3: Illustrasjon av bjelkebruer med tilsvarende statiske system.....	4
Figur 4: Forskjell i bærevirkning mellom en bjelke (moment) og en bue (mest normalkraft)	5
Figur 5: Illustrasjon av hvordan last overføres i en strekkbåndbru.....	6
Figur 6: Schwabelweis bru over Donau	6
Figur 7: Parallellfagverksbru med overliggende brudekke	7
Figur 8: Fagverksbru med buet overgurt.....	7
Figur 9: Første Vierendeel bru med langt spenn bygget i Avelgem, Belgia (1904)	8
Figur 10: Større nedbøyning ved Vierendeel fagverket sammenlignet med vanlig fagverk.....	8
Figur 11: Karbonets påvirkning av mekaniske egenskaper	11
Figur 12: Framstilling av 1 kg aluminium	13
Figur 13: Nødvendig varmemengde for smelting av stål og aluminium.....	14
Figur 14: Hoved-legeringselementer for aluminiumlegeringer.....	15
Figur 15: Spennings-tøyningsdiagram med oversikt over plastisk og elastisk område	18
Figur 16: Lastmodell for tjenestekjøretøy/ulykelast	23
Figur 17: Gruppering av trafikkklaster på gangbruer.....	23
Figur 18: Definisjon av massivitetsforhold, A/A_c	24
Figur 19: Buebru modellert i Revit	28
Figur 20: Fagverksbru modellert i Revit	28
Figur 21: Buebru med strekkbånd og Vierendeel fagverk modellert i Revit	29
Figur 22: Forenklet 2D modell av bruene	31
Figur 23: Fagverksmodell med 9 paneler og radielle stag	31
Figur 24: 3D-modell av bruene	32
Figur 25: Lasttilfeller definert i Robot	32
Figur 26: Verdier for de ulike lasttilfellene.....	33
Figur 27: Plassering av ganglast som linjelast på fagverkets undergurt	33
Figur 28: Oversikt over lastkombinasjonene som er lagt til i Robot.....	34
Figur 29: Tverrsnitt og plassering av disse i beregningsmodellen.....	35
Figur 30: Strekk- og trykkfordeling i konstruksjonen, der blå er trykk og gul er strekk	36
Figur 31: Fordeling av momentene i brufagverket ved jevnt fordelt last.....	37

Figur 32: Fordeling av momentene i brufagverket ved skjev last.....	37
Figur 33: Utnyttelsen av komponentene i det ene fagverket.....	38
Figur 34: Beliggenhet og momentverdi av de to mest påkjente stavene, stav 26 og stav 111.....	38
Figur 35: Oversikt over stavene med utnyttelsesgrad under 15%.....	39
Figur 36: Beliggenhet av stavene med utnyttelsesgrad under 15%	39
Figur 37: Resultat av lineær knekkanalyse i Robot - knekkfaktorer og 1. knekkform	40
Figur 38: Resultat av lineær knekkanalyse i Robot - 2. og 3. knekkform.....	40
Figur 39: Detaljert resultat av knekkanalyse for den mest påkjente trykkstaven, stav 26.....	41
Figur 40: Illustrasjon av knekking av buen i planet.....	42
Figur 41: Utdrag fra resultat av kapasitetsberegning av buens mest kritiske stav, stav 26.....	43
Figur 42: Utbøyning av fagverkene i SLS	44
Figur 43: Nedbøyning av bruen i SLS	44
Figur 44: Illustrasjon på hvordan et ortotrop dekke med lukkede stivere kan se ut	45
Figur 45: Aksialkrefter beregnet i Robot med påført kun karakteristisk ganglast	46
Figur 46: Illustrasjon av hvordan tverrbjeler og langsgående stivere ligger ift. hverandre.....	47
Figur 47: Eksempel på ugunstig og gunstig utforming av knutepunkt	48
Figur 48: De to mest påkjente knutepunktene i bruen.....	49
Figur 49: Verdier på vinklene i fagverket og type sveis etter vinkelstørrelse.....	50
Figur 50: Utnyttelsesgrad av stålbruen, sluttresultat etter optimalisering av tverrsnitt.....	51
Figur 51: Innholdsgrenser for grunnstoffer i 6082-legeringen.....	52
Figur 52: Endelig utforming av aluminiumbruen	53
Figur 53: Eksempel på knekking av portalrammen i en buebru	54
Figur 54: Resultat av Von Mises spenningskontroll utført i Robot	55
Figur 55: Resultat av kapasitetskontroll i Robot for aluminiumbruen (uten hensyn til HAZ)	56
Figur 56: Forskjellige typer åpne og lukkede stivere brukt i ortotrope dekker.....	57
Figur 57: Opprinnelig geometri av et dekkeprofil	57
Figur 58: Beregningsmodell for kontroll av dekkeplatetykkelse	58
Figur 59: Endelig geometri av stivere - alternativ 1 (til venstre) og alternativ 2 (til høyre).....	58
Figur 60: Utvikling av vedlikeholdskostnader for en eksisterende bru	61
Figur 61: Illustrasjon av brualternativene – aluminiumbru (oppe) og stålbru (nede)	64

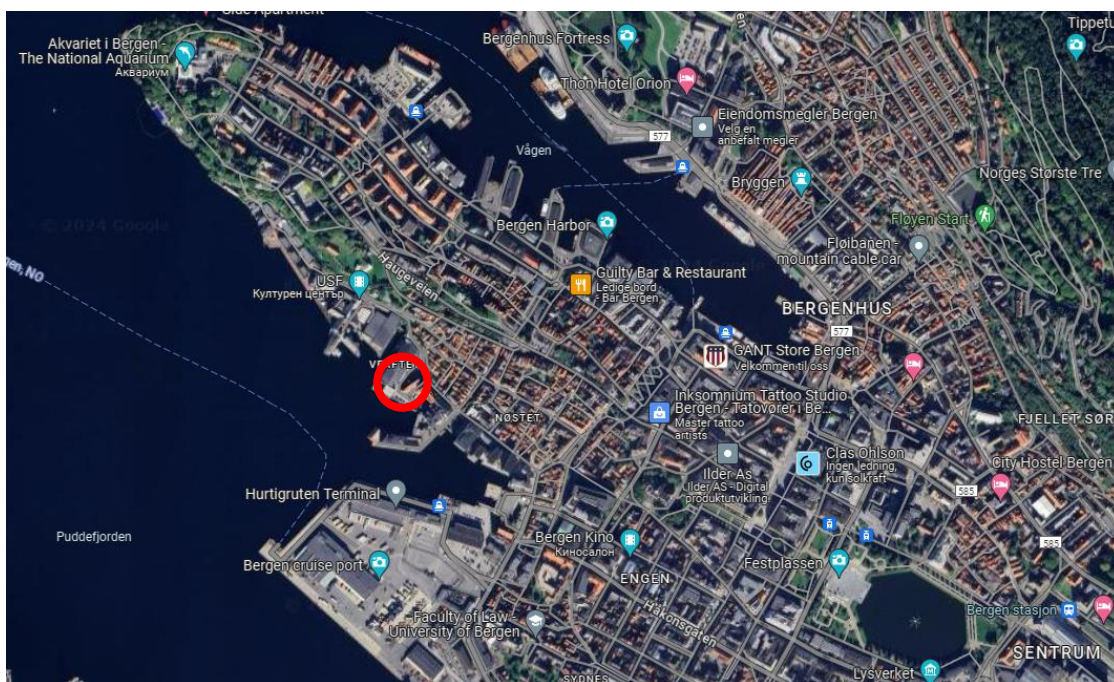
Tabelliste

Tabell 1: Mekaniske egenskaper for stål og aluminium	16
Tabell 2: Lastfaktorer for ULS	27
Tabell 3: Lastfaktorer for SLS	27
Tabell 4: Brukkomponenter og tverrsnitt	35
Tabell 5: Endelige tverrsnitt til stålbruen	51
Tabell 6: Materialkostnader – overslagsberegning for stålbruen	60
Tabell 7: Materialkostnader – overslagsberegning for aluminiumbruen	61
Tabell 8: CO2-utslippsoverslag for stålbruen	63
Tabell 9: CO2-utslippsoverslag for aluminiumbruen.....	63

1 Innledning

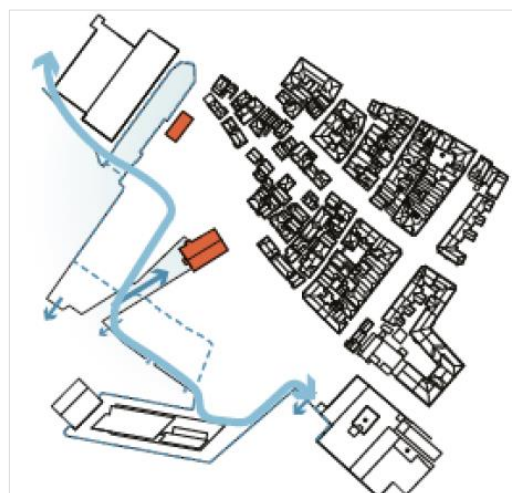
1.1 Prosjektbeskrivelse

Nøstet Sjøfront-prosjektet ligger i Bergen sentrum og legger opp til en transformasjon og revitalisering av et tidligere industri- og næringsområde. Det skal etableres nye boliger og området skal åpnes opp mot sjøen [1]. Figur 1 viser beliggenhet av prosjektet.



Figur 1: Oversikt over Nøstet Sjøfronts beliggenhet. Bildet er hentet fra Google Maps

Bruen som oppgaven vil ta for seg er en del av en offentlig tilgjengelig sjøpromenade, som skal etableres langs hele sjøfronten ved Nøstet Sjøfront-prosjektet. Sjøfronten er definert som ganglinjen fra Nordre Nøstekai, videre langs sjøen og så via bruene over hopen til torget, og videre mot en mulig fremtidig bru over Dikkedokken til Verftet [1]. I figur 2 er det illustrert hvordan sjøfronten skal utformes.



Figur 2: Sjøpromenaden vist med blå linje i skissen [1]

1.2 Bakgrunn

Det er ikke noe teknisk konsept for bruene, og gruppen har dermed fått full frihet med hensyn til valg av utforming og bæresystem. Vurdering av forskjellige utforminger og bæresystemer vil dermed ha bakgrunn til å få et størst mulig læringsutbytte fra oppgaven. Aluminium har generelt blitt lite brukt til bruene. Likevel blir materialet mer og mer benyttet ettersom det viser seg at det har gode egenskaper som stål ikke har. Med bakgrunn i dette, ble gruppen enig om at bruene skulle vurderes i både stål og aluminium.

En stor del av de nyetablerte konstruksjonene i Nøstet Sjøfront-prosjektet, inkludert bruene, skal fundamenteres på frittstående peler i sjøvann. Dette byr på utfordringer med tanke på mulige konstruktive løsninger. Det er viktig å utforme bruene med tanke på at frittstående peler gjerne ikke har stor kapasitet til å ta horisontale krefter. I tillegg er marint miljø en faktor som bør tas hensyn til ved materialvalg, da bruene vil ligge lavt over sjøvann, som er ugunstig sett fra et bestandighetsperspektiv.

I og med at oppgaven tar for seg en relativt liten bru, gjør størrelsen det mulig å levere bruene ferdig produsert til byggeplass. Dette åpner opp for flere fordeler, og spesielt blir sveising i verksted en fordel.

1.3 Problemstilling

Oppgaven vil hovedsakelig ta for seg å utforme og dimensjonere en gang- og sykkelbru med en spennvidde på 19 meter i henhold til gjeldende standarder og prosjekteringsregler. Bruene skal vurderes både for stål og aluminium, og det skal avgjøres hvilket materiale som blir mest gunstig med hensyn til egenskaper, økonomi og miljø.

1.4 Avgrensninger

På grunn av tidsbegrensninger og oppgavens omfang, er følgende avgrensninger gjort i denne oppgaven:

- Fundamentering er ikke inkludert
- Lagertyper er ikke gjennomgått
- Dynamiske laster er ikke beregnet
- Utmatting er ikke tatt hensyn til

1.5 Metode

Metodene som er brukt i oppgaven kan deles inn i to hovedkategorier – litteraturstudie og beregningsanalyser ved hjelp av dataprogram.

Litteraturstudie

Det er gjennomført litteraturstudie med innhenting av relevant informasjon og eksisterende kunnskap om bruer generelt, blant annet typer bruer, standarder og retningslinjer for bru-prosjektering, mulige materialer, deres egenskaper og miljømessige forhold. Innsamlede informasjonen dekker teoridelen av oppgaven, som videre danner grunnlag for valg av forutsetninger og kriterier for prosjektering av brualternativene.

Dataprogram

I design- og prosjekteringsfasen av oppgaven er det benyttet dataprogrammene Revit Structure, Robot Structural Analysis og PTC Mathcad Prime.

For å visualisere konstruksjonens utforming, har Revit vist seg å være best egnet for modellering av mulige bruløsninger. Robot Structural Analysis er videre anvendt for kapasitetsberegning og kontroll av konstruksjonens respons på laster, mens PTC Mathcad Prime er foretrukket for håndberegninger, da det er mye mer praktisk enn å gjøre det fysisk for hånd.

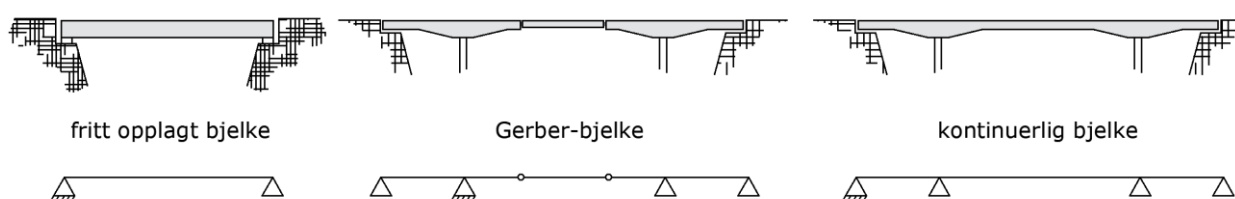
2 Mulighetsstudie

Med basis i utført litteraturstudie presenterer dette kapittelet ulike alternativer og prinsipper, som gir grunnlag for å kunne besvare problemstillingen.

2.1 Brutyper

2.1.1 Bjelkebru

Bjelkebru er en svært vanlig brutype, og de fleste bruene bygd så langt er av denne typen. Figur 3 illustrerer de vanligste statiske systemer til bjelkebruer. Lastene overføres til opplegg av bjelker som bærer belastningen hovedsakelig ved bøyning, det vil si at bruens bæreevne avhenger av bjelkenes evne til å motstå bøyemomenter og skjærkrefter. Bjelkene overfører deretter lastene til bruas underbygning, enten direkte via endeopplegg eller indirekte via tverrbærere over opplegg.



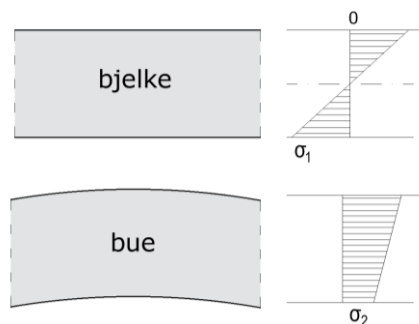
Figur 3: Illustrasjon av bjelkebruer med tilsvarende statiske system (figur laget i AutoCAD, inspirert av [2])

Bjelker kan i prinsippet ha en hvilken som helst tverrsnittsform. For bruer er det mest vanlig med rektangulære bjelker, samt I- eller T-formede bjelker med vertikale steg og horisontale flenser. Bjelkebruer har vanligvis brudekke av betong, men kan også ha dekke av stål, aluminium eller tre. Brudekket utgjør sekundærbæresystemet og overfører lokale laster hovedsakelig i tverretningen. Ved samvirke mellom brudekke og bjelker bidrar brudekket også til bæreevnen i bruas lengderetning [3, s. 28].

2.1.2 Buebru

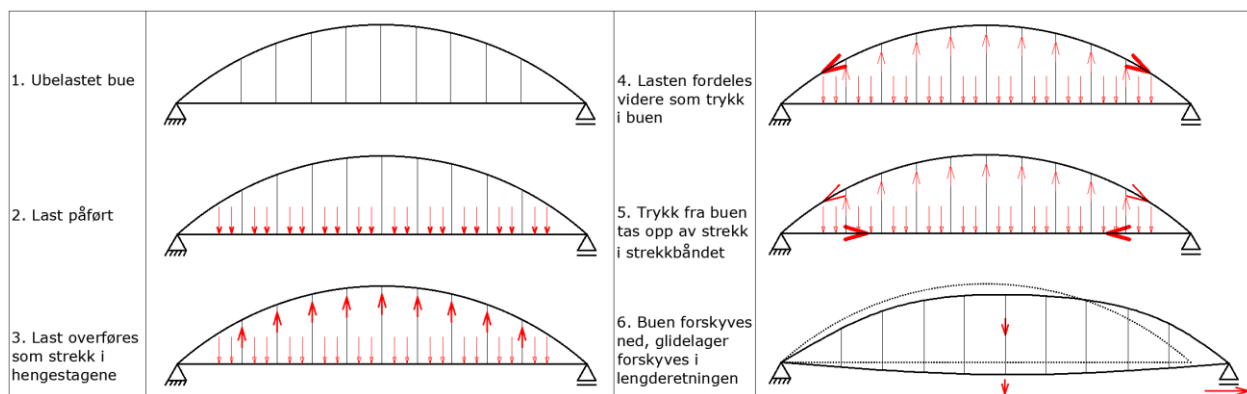
Buebru er en av de eldste formene for brukonstruksjoner og har vært brukt i århundrer over hele verden på grunn av deres pålitelighet, styrke og ikke minst karakteristiske form. Buebruer har forskjellige bæresystemer som kan variere i geometri og randbetingelser. Buene gis vanligvis en sirkel- eller parabelform, men i teorien kan den gunstigste formen være den som følger resultanten av aksial- og bøyespenninger, den såkalte trykklinjen. Eksempelvis vil en bue belastet med jevnt fordelt projeksjonslast ha en parabelformet trykklinje som gir kun trykk over hele tverrsnittet. I praksis er det ofte ikke mulig å finne en bueform som gir kun trykkspenninger for alle relevante laster. Derfor velges buegeometrien ut fra en totalvurdering av de estetiske, funksjonelle, produksjonstekniske og styrkemessige krav [4, s. 49].

I og med at materialet utnyttes bedre i en bue er buebruer materialøkonomisk fordelaktige. Sammenlignet med en vanlig bjelke, krever buen mindre tverrsnittshøyde for å bære samme last over en gitt spennvidde. Forskjellen i virkemåten hos en bjelke og en bue er vist på figur 4. Det bør imidlertid presiseres at buen er følsom for skjevbelastning da dette kan føre til betydelige momenter [4, s. 59].



Figur 4: Forskjell i bærevirkning mellom en bjelke (moment) og en bue (mest normalkraft)
(figur laget i AutoCAD, inspirert av [4])

Buer overfører trykkreftene til grunnen i bueretningen. Grunnen vil derfor få vertikal- og horisontalkomponenter av denne trykkraften, og den horisontale oppleggskraften blir større jo flatere buen er. Ved fundamentering på fjell er det ikke noe problem å oppta horisontalkraften, men ved fundamentering på løsmasser kan fundamentene få store horisontale forskyvninger og tilleggsmomenter, med mindre bueendene knyttes sammen ved hjelp av et strekkbånd. Dersom buen er opplagt på søyler er det også nødvendig med strekkbånd da søylene ikke vil kunne oppta horisontalkraften fra buen [5, s. 83]. Figur 5 illustrerer hvordan last overføres i en strekkbåndbru.



Figur 5: Illustrasjon av hvordan last overføres i en strekkbåndbru (figur laget i AutoCAD, inspirert av [8])

Buebruen har normalt to buer, en på hver side av brubanen som kan ligge under, mellom eller over buene. Buene er vanligvis avstivet sideveis av rammer eller fagverk mellom buene, og sammen med brudekket vil disse elementene også ta opp vindkrefter og hjelpe buene motstå knekking [4, s. 55].

I sin bok «Bridges - Aesthetics and Design» [6] skriver den tyske bruingeniøren Fritz Leonhard at det ofte er vanskelig å finne en god estetisk løsning for avstiving av buene mot vind og knekking. Leonhard, som blant annet er kjent for sitt bidrag til at det legges større vekt på det estetiske ved utforming av bruer, sier videre at det kan anses som mer elegant å utelate vindavstiving i toppen. Et eksempel på dette er Schwabelweis bru over Donau, vist i figur 6, hvor buene får tilstrekkelig bøyestivhet i tverretning ved hjelp av et bredt hulprofil med rektangulært tverrsnitt. I tillegg har brubredde mye å si for stabiliteten - jo bredere selve bruen er, jo mindre behov for sidestøtte mellom buene [6, s. 242].



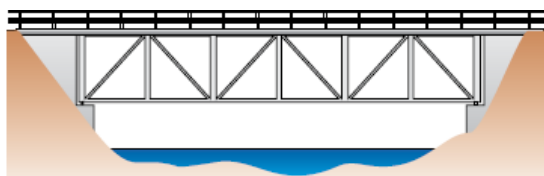
Figur 6: Schwabelweis bru over Donau [6]

For buebruer med underliggende eller mellomliggende brubaner, hvor kjørebanen er opphengt i hengestag, kan hengestagene være vertikale eller skråstilte. En spesiell hengestagkonfigurasjon er hvor kryssende skrå hengestag danner et nettverk. Slike buebruer benevnes også som nettverksbuer [3, s. 31]. Nettverksbuebru-konseptet er utviklet av den norske sivilingeniøren Per Tveit, som har oppdaget at hengestag med en passende helning som krysser hverandre minst to ganger gir optimal fordeling av krefter i brukonstruksjonen. Spesielt ved skjev lastplassering er denne utformingen gunstig, da momentene i buen er små. Nettverksbuebruer får også mindre nedbøyning, og nettverksbuen kan derfor utføres slankere enn buer med vertikale stag [7, s. 16].

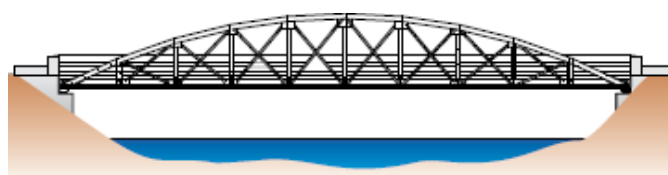
2.1.3 Fagverksbru

Fagverksbruer er ikke en egen bruform i seg selv – heller brukes fagverk til å utføre funksjonene til visse elementer i brutypene bjelkebru og buebru. For eksempel kan en momentbelastet bjelke og en trykkbue konstrueres som et fagverk.

Fagverket er en konstruksjonsform som består av rette staver forbundet i knutepunkter som hovedsakelig bærer last via aksialkrefter. I et ideelt fagverk utformes knutepunktene ofte slik at stavene kan betraktes som leddet i hver ende, og vil derfor kun overføre trykk- og strekkrefter. For en trykkpåkjent stav vil knekking bestemme kapasiteten, mens for stekkstavene er det flytning som er dimensjonerende. Fagverk konstrueres vanligvis slik at stavene danner trekkanter som representerer en geometrisk stabil form. Dette gjør fagverket et meget effektivt system som kan bære store laster i forhold til egenvekten høyde [5, s. 73]. I brukonstruksjoner er over- og undergurtene normalt rette og parallelle (figur 7), men overgurtene kan også være buet (figur 8) [3, s. 34].



Figur 7: Parallellfagverksbru med overliggende brudekke [3]



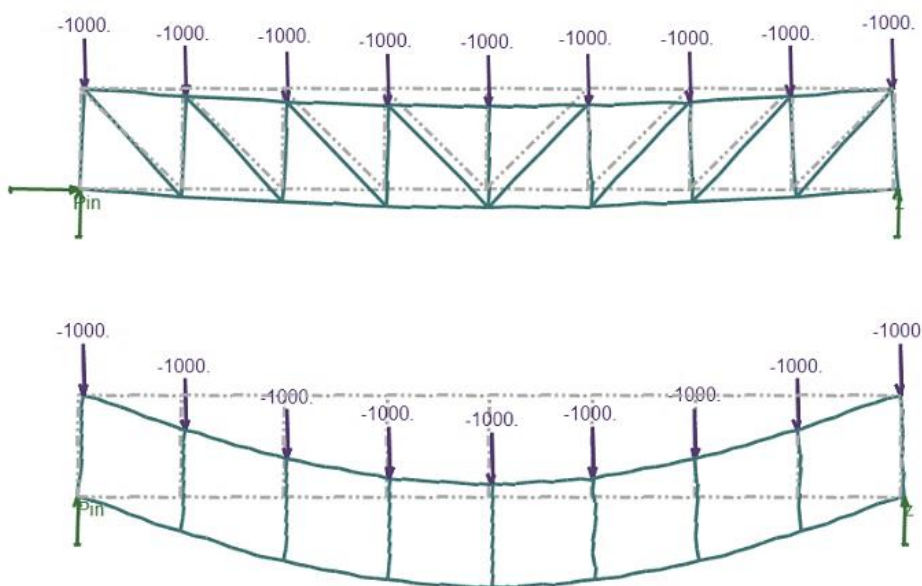
Figur 8: Fagverksbru med buet overgurt [3]

En type fagverk som skiller seg fra vanlige fagverk er Vierendeel fagverket, som var brukt i bruer først i 1904 (figur 9). Et Vierendeel fagverk har kun vertikale staver mellom gurtene, mens knutepunktene er momentstive. Dette fører til at i tillegg til aksialkreftene, overføres også bøyemomenter mellom stav og gurt, og de største momentene opptrer som regel nær opplegg [8].



Figur 9: Første Vierendeel bru med langt spenn bygget i Avelgem, Belgia (1904) [9]

Vierendeel fagverk har et attraktivt design med sin «ren» estetikk, men det krever også mer materiale, som kan gjøre konstruksjonen tyngre [10]. Det siste skyldes at Vierendeel fagverket vil oppleve større nedbøyning sammenlignet med vanlige fagverk (figur 10). Det vil si at økt tverrsnittshøyde må velges for at deformasjonskrav skal være oppfylt. En mulig fordel med det stive fagverket kan være at detaljene er enkle å utføre, som kan resultere i en lavere pris for produksjon.



Figur 10: Større nedbøyning ved Vierendeel fagverket sammenlignet med vanlig fagverk [11]

2.2 Materialer og egenskaper

2.2.1 Stål

Stål er et av de mest brukte konstruksjonsmaterialene i verden grunnet dets egenskaper og kostnader. Stål er legeringer av jern, karbon og eventuelt andre legeringselementer. Ved å endre på sammensetningen vil en også endre stålets egenskaper. For bygninger, bruer, maskiner, jernbaner og så videre brukes konstruksjonsstål.

Generelt om stål

Det utnyttes hovedsakelig to ulike måter for å produsere stål i dag, en malm-basert og en skrap-basert metode. Den malmbaserte metoden benytter masovn og oksygenkonverter for å framstille stål og utgjør ca. 70% av verdensproduksjonen. Den skrap-baserte metoden benytter elektrisk lysbueovn og utgjør ca. 30% av verdensproduksjonen [12]. Forskjellen mellom de to metodene er at den malmbaserte metoden benytter malm, kalk, kull og noe skrap, mens den skrapbaserte metoden tar hovedsakelig i bruk av skrap og elektrisitet.

De mekaniske egenskapene som har størst innvirkning for konstruksjonsstål er høy fasthet, duktilitet og seighet. Fasthet er et fellesnavn for flytegrense og strekkfasthet og er evnen stålet har til å motstå deformasjon ved belastning, duktiliteten er materialets evne til å deformeres plastisk og seigheten gjør at stålet kan ta opp mye energi før det oppstår brudd. Ved konstruksjoner som kraner og bruer, er utmatting også en viktig faktor. Ved gjentatte belastninger over tid kan utmattingssprekker oppstå. Stålets utmattingsgrense går lineært med stålets strekkfasthet [13, s. 103].

Sveising er en sammenføyingsmetode for å feste to metallstykker sammen og fører til endring av materialets egenskaper. Det er viktig at både sveisen og den varmepåvirkede sonen fra sveisen har samme eller sterkere egenskaper enn grunnmetallet [14, s. 9].

Sveisbarhet handler om materialets evne til å til å sveises uten at sprekker og andre feil oppstår. Forhold som påvirker sveisbarhet er sammensetning, struktur, godstykkelse, temperatur og elektrodens egenskaper [13, s. 339]. Konstruksjonsstål har oftest god sveisbarhet.

Korrosjon er oppløsning av metalliske materialer og oppstår ved at materiale reagerer med omgivelsene. Korrosjon på jern er ofte omtalt som rust. En må både ha vann og oksygen for at

stål skal korrodere. Videre kan korrosjonshastigheten øke dersom der foreligger forurensninger som salter og svoveldioksid. En brukonstruksjon av stål kan derfor være hardt utsatt for korrosjon pga. saltvann. Ulike miljø kan deles inn i korrosjonskategorier fra C1 (meget lavt) til C5 (meget høyt) [13, s. 283].

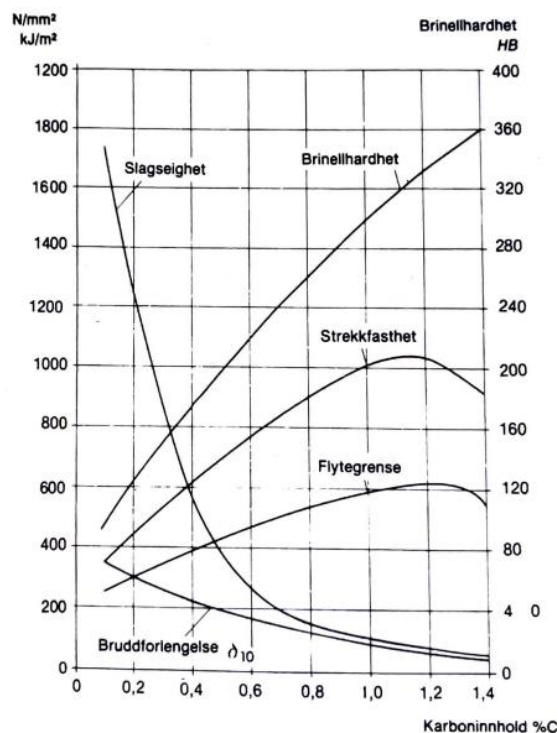
Dersom en konstruksjon skal bygges i et meget høyt korrosjonsutsatt miljø, kan det være nødvendig å redusere utbredelsen av korrosjon ved hjelp av korrosjonsbeskyttelse. En effektiv metode for korrosjonsbeskyttelse er bruk av belegg, som for eksempel maling. Malingen vil fungere som en barriere mellom stålet og omgivelsene. Metoden er mest vanlig og gir best resultat i oppvarmede lokaler. For typiske store konstruksjoner som bruer og kaier, vil det være hensiktsmessig med blåserensing før maling påføres [13, s. 298]. Ved blåserensing renses metalloverflaten med et metallisk eller ikke-metallisk blåsemiddel med trykkluft. En mulighet for å unngå korrosjon kan også være å benytte varmforsinking. Dette er en metode som går ut på å dyppe konstruksjonsdelene i basseng med flytende synk. Metoden er ikke så aktuell for større sveiste konstruksjoner på grunn av en begrenset størrelse på bassenget. For fagverk som er skrudd sammen kan varmforsinking derimot benyttes. Rustfritt stål er også et alternativ for å unngå korrosjon, men dette vil antakelig bli en dyrere løsning.

Etter Statens vegvesens Håndbok N400 Bruprosjektering [15], pkt. 8.4.1 skal utvendige ståloverflater i luft som ikke varmforsinkes overflatebehandles i overbestemmelse med Håndbok R762 Prosesskode 2 [16], 85.3, system 1. System 1 er etter R762 «*metallisering pluss epoksy/polyuretan (dupleks system)*» og går ut på å blåserense stålet, for så påføre et beleggsystem. Beleggsystemet består av:

1. Minimum 100 µm termisk sprøytet sink eller sinklegering med opptil 15 % aluminium
2. Maksimum 25 µm to-komponent epoksy polyamid sealer
3. 125-150 µm epoksymastik
4. 60-100 µm polyuretan eller polyuretan-akryl

Legeringer

Det er ønskelig å ha en sammensetning som gir en kombinasjon av både styrke, seighet, formbarhet og sveisbarhet. De forskjellige legeringselementene påvirker stålets egenskaper på forskjellige måter. Karbon utgjør maksimalt 2% av stålets totalvekt og er det legeringselementet som påvirker stålets egenskaper mest. Hvordan karbon påvirker stålets egenskaper er vist på figur 11. Ved økende karboninnhold ser en at strekkfastheten, flytegrensen og hardheten økes. Videre ser en også at seigheten og forlengelsen reduseres ved økt karboninnhold [13, s. 128].



Figur 11: Karbonets påvirkning av mekaniske egenskaper [13]

Andre legeringselementer kan også tilsettes i sammensetningen for å forbedre stålets egenskaper. Noen av de vanligste er mangan, silisium, nikkel og krom. De fire nevnte legeringselementene vil øke stålets strekkfasthet. I tillegg vil nikkel og krom øke flytegrensen [13, s. 129].

For konstruksjonsstål er det viktig å ha et lavt innhold av karbon og mangan, da disse legeringselementene bidrar til dårligere sveisbarhet. Konstruksjonsstål kan defineres som «sveisbart stål» og har derfor et karboninnhold mindre enn 0,24% og et manganinnhold mindre enn 1,60% [13, s. 28]. For duktilitet settes det krav til bruddforlengelse til 15% etter NS-EN 1993-1-1, punkt 3.2.2 [17].

Miljø

I Europa benyttes den skrap-baserte metoden nærmere mot 50% av all produksjon. En elektrisk lysbueovn bruker gjennomsnittlig 60% mindre energi og har ca. 70% mindre CO₂-utslipp enn den malmbaserte metoden. Europeisk stål har et utslipp på 1.4 tonn CO₂ per tonn råstål og blir bedre for hvert år [12]. Produksjons- og distribusjonsvirksomheten, Norsk Stål, vil i 2026 gjøre det mulig å produsere stål fra hydrogenredusert jernmalm. Denne produksjonsformen gjør det mulig å produsere stål uten noen som helst utslipp av CO₂.

Stålindustrien står for omtrent 7% av verdens totale CO₂-utslipp [12]. Et tiltak som er gjort av Norsk Stål for å redusere utslippet er å innføre «miljømetall». Dette er produkter med 50% redusert CO₂-utslipp i forhold til markedsgjennomsnittet [18]. I tillegg utvikler de i samarbeid med Norsk Gjenvinning «ombruksstål», som kan redusere CO₂-utslippet med 95-98% sammenlignet med vanlig produksjon av stål [19]. Den store reduksjonen kan oppnåes ved bruk av fornybar energi og gjenbruk av stål.

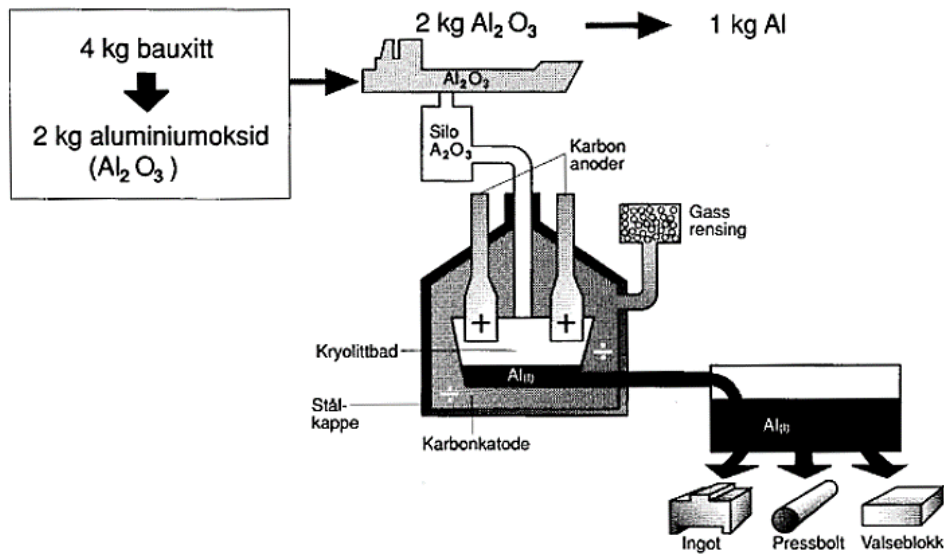
2.2.2 Aluminium

Aluminium er mye brukt i produksjon av fly, biler og andre områder som avhenger av et lett materiale. For bruer er derimot aluminium mindre brukt på grunn av mangel på designkoder, standarder, prosjekteringsregler for utforming av aluminiumbruer [20]. I tillegg vil aluminium ofte føre til en mer kostbar konstruksjon, da aluminium har en dyrere kilopris enn stål. Likevel blir aluminium mer og mer brukt ettersom det har mange gode egenskaper en ikke finner i andre materialer. Siden oppgaven tar for seg å konstruere en bru i både stål og aluminium, vil de to materialene sammenlignes opp mot hverandre.

Generelt om aluminium

Produksjon av aluminium starter med utvinning, transport og knusing av råvaren bauksitt. Videre går råvaren gjennom en raffineringssprosess som går ut på å skille alumina (aluminiumoksid) ut fra bauksitten. Rent alumina varmes så opp, filtreres og tørkes til et hvitt pulver før det deretter går gjennom en elektrolyseprosess som resulterer med flytende aluminium [21]. Aluminiumet omdannes videre til ulike profiler etter hva det skal brukes til. Framstillingen av aluminium er illustrert i figur 12. På figuren ser en at 4 kg bauksitt resulterer til 1 kg aluminium.

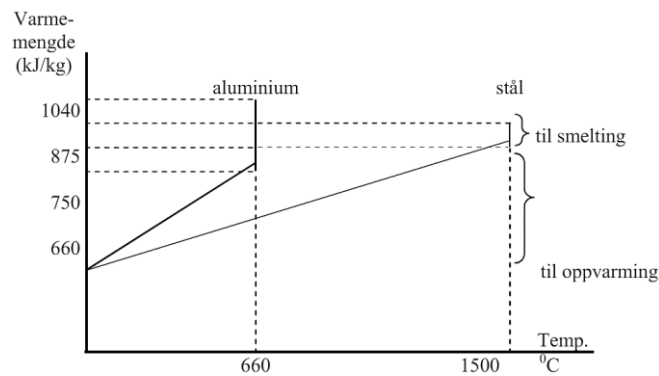
Oksidproduksjon Elektrolyse Legering og støping



Figur 12: Framstilling av 1 kg aluminium [22]

En god grunn til at aluminium kan fungere godt i konstruksjoner er på grunn av dets egenvekt. Vekten av aluminium tilsvarer 1/3 av egenvekten til stål, men flytespenningen ligger ikke langt fra stål. Dermed har aluminium høy styrke i forhold til sin egenvekt. En ulempe ved aluminium er lave elastisitetsmodulen, sett i forhold til styrken og i forhold til stål. Men materialet har andre gode mekaniske egenskaper som korrosjonsbestandig, resirkulerbart og god hold- og formbarhet, avhengig av legering. Når det gjelder formbarheten, altså materialets duktilitet og evne til å deformere seg, er aluminium duktilt, men høyfaste legeringer kan ha noe lav brudd-deformasjon [22, s. 10].

For bærende konstruksjoner vil det være ønskelig å velge en aluminiumslegering av høy styrke. En utfordring til dette er at en aluminiumslegering får reduserte sveiseegenskaper desto høyere styrke den har. Det er derfor viktig å kontrollere sveisene for bærende konstruksjoner. Aluminium har en smeltetemperatur på $660\text{ }^\circ\text{C}$, mens for stål ligger den på $1500\text{ }^\circ\text{C}$ [23, s. 7]. Videre har aluminium en varmeledningsevne som er fire ganger bedre enn stål. Selv om dens lave smeltetemperatur, vises det i figur 13 at det skal mer varme til å for å smelte aluminium i forhold til stål per kg materiale.



Figur 13: Nødvendig varmemengde for smelting av stål og aluminium [24]

I og med at aluminium veier 3 ganger mindre enn stål, samt at det har 4 ganger så høy varmeledningsevne, kan det derfor hevdes at sveising av aluminium og stål krever omtrent den samme varmemengden. Videre er overflaten av aluminium dekket av et oksidbelegg. Dette har et smeltepunkt på 2050 °C [23, s. 8]. Det er viktig å få fjernet dette belegget før sveising for å unngå problemer.

Når en sveiser metall, vil varmen som tilføres bre seg ut og forårsake temperaturøkning på områder rundt sveisen. Den varmpåvirkede sonen kalles HAZ (Heat Affected Zone), og er en stor utfordring for aluminium, sammenlignet med andre metaller. På grunn av dens høye varmeledningsevne og sin lave smeltetemperatur vil den varmpåvirkede sonen få en såpass høy temperatur at styrken reduseres. Typisk bruker en halve flytespenningen ved beregning av HAZ, mens den reduserte styrken kan variere etter hvilken legeringstype en velger.

Aluminium er et mykt materiale og problemer knyttet til utmatting vil derfor være aktuelle og viktig å undersøke. Sveiste knutepunkter og andre overganger som er påkjent store spenninger er spesielt utsatt for utmatting under dynamiske laster. I kombinasjon med HAZ-effekten gjør utmattingsproblematikken det vanskelig å dimensjonere knutepunkter. Bolteforbindelser byr også på utfordringer, da aluminiumets deformasjonsmykhet gjør at disse blir svakere, og utrivning av grunnmaterialet kan være aktuelt.

Aluminium har generelt stor korrosjonsmotstand. Som nevnt tidligere er overflaten av aluminium dekket av et oksidlag. Dette oksidlaget fungerer som en beskyttelse for korrosjon. På grunn av oksidlaget har derfor aluminium en lang levetid, sammenlignet med stål. I enkelte tilfeller kan dermed aluminium virke lønnsomt over tid, da det krever mye mindre vedlikehold.

Korrosjonsbestandigheten vil også variere etter legeringstype.

Legeringer

De mekaniske egenskapene til aluminium er mye avhengig av legeringen. Rent aluminium er både for svakt og for mykt for bruk i bærende konstruksjoner. Aluminiumslegeringer blir dermed brukt for å forbedre materialets egenskaper på samme måte som for stål. De vanligste grunnstoffene som blir brukt i aluminiumslegeringer er magnesium (Mg), silisium (Si), mangan (Mn), sink (Zn) og kobber (Cu). En klassifiserer aluminiumslegeringer ved hjelp av et numerisk system vist i figur 14. Her beskriver det første tallet hoved-legeringselementet [22, s. 22].

1xxx(x)	ulegert (ren Al)
2xxx(x)	Cu
3xxx(x)	Mn
4xxx(x)	Si
5xxx(x)	Mg
6xxx(x)	Mg + Si
7xxx(x)	Zn
8xxx(x)	andre

Figur 14: Hoved-legeringselementer for aluminiumlegeringer [22]

Miljø

Ca. 75% av all produsert aluminium er fremdeles i bruk [25]. Dette er fordi resirkulering av gammelt aluminium (skrap) ikke vil endre på materialets egenskaper og kan derfor brukes til samme formål som ny-produsert aluminium. Resirkulering av aluminium bruker kun ca. 5% av den energien som blir brukt for å produsere ny aluminium og er derfor en svært bærekraftig løsning [25]. Problemet i dag er at det ikke er stor tilgang på resirkulert aluminium på grunn av materialets lange levetid som fører til lang tid før omsmelting. Derfor må produksjon av ny aluminium fortsette frem til mengden blir stor nok til at resirkulering blir dominerende. På denne måten kan dermed aluminium ansees som et langsiktig bærekraftig materiale.

Aluminiums- og energiselskapet, Hydro tilbyr et merke av resirkulert aluminium. Merket heter «Hydro CIRCAL» og er laget med minimum 75% resirkulert aluminiumskrap [26]. Hydro har i midlertidig en begrenset tilgang av merket da det tar tid før aluminium kommer tilbake for resirkulering. Videre har også Hydro utviklet et merke av lavkarbon-aluminium. Merket heter «Hydro REDUXA» og lages ved hjelp av fornybar energi. Ved å bruke fornybar energi reduseres karbonavtrykket per kilo til 4,0 som er ¼ av det globale gjennomsnittet [27]. Uheldigvis må en betale litt mer for Hydro Reduxa.

Sammenligning av materialene

En enkel oppsummering av de mekaniske egenskapene for stål og aluminium er presentert i form av en tabell (tabell 1).

Mekaniske egenskaper	Stål	Aluminium
Vekt (tetthet)	7.85 g/cm ³ [28]	2.70 g/cm ³ [29]
E-modul	210 000 Mpa [13]	70 000 Mpa [30]
Smeltetemperatur	1500 °C [13]	660 °C [22]
Varmeledningsevne	50 W/Km [31]	230 W/Km [31]
Utvidelseskoeffisient	12x10 ⁻⁶ °C ⁻¹ [13]	24x10 ⁻⁶ °C ⁻¹ [30]

Tabell 1: Mekaniske egenskaper for stål og aluminium

Flytespenning og strekkfasthet ikke er tatt med i sammenligningen fordi de vil variere mye etter hvilken kvalitet/legering som blir brukt.

2.3 Analyse- og dimensjoneringsprinsipper

2.3.1 Lover og regelverk

All byggevirkosomhet av noen størrelse vil på en eller annen måte påvirke samfunnet, og er derfor regulert av lover og offentlige regelverk [5, s. 15]. Vanlige eksempler på regelverk, som omhandler prosjektering og utførelse av byggverk og konstruksjoner, er Plan- og bygningsloven, Teknisk forskrift (TEK17) og Norsk Standard. Utforming og prosjektering av bruer skal i tillegg gjennomføres i samsvar med retningsliljer og krav fastsatt av Statens vegvesens håndbøker.

Prosjekteringsstandardene for stålkonstruksjoner, NS-EN 1993, består av en rekke generelle deler, samt detaljerte regler for beregning av blant annet bruer. Når det gjelder bruk av aluminium i brukonstruksjoner, finnes det ikke like detaljerte standarder som for stål. De generelle reglene og retningslinjene for aluminiumkonstruksjoner som NS-EN 1999 gir, må da tolkes og tilpasses på en mer individuell basis.

2.3.2 Modeller for konstruksjonsberegning

For å kunne gjennomføre en lastvirkningsanalyse (dvs. bestemme indre snittkrefter og/eller deformasjoner), er det nødvendig å lage en beregningsmodell av konstruksjonen. NS-EN 1990 [32] definerer beregningsmodell som «*idealisert modell av det bærende systemet som brukes for analyse, dimensjonering og påvisning*». Dette forutsetter å lage en matematisk modell, som bør være enkel å løse og nøyaktig representere konstruksjonens oppførsel under belastning. Eksempelvis for fagverk- og rammekonstruksjoner, er det nødvendig å etablere modeller som beskriver knutepunktene egenskaper [33, s. 20]. I bruprosjektering varierer konstruksjonstypene, og valg av beregningsmodell avhenger av både brutype, materialvalg og forventede lastvirkninger.

2.3.3 Lastvirkningsanalyser

Elastisk lastvirkningsanalyse

Snittkrefter, deformasjoner og oppleggsreaksjoner beregnes vanligvis ved hjelp av en lineær elastisk analyse, som også blir kalt 1. ordens teori. Dette forutsetter at materialet befinner seg i det elastiske området av spennings-tøyningsrelasjon hvor Hooks lov gjelder, samtidig som følgende forenklinger antas å være oppfylt:

- Likevektslikningene baseres på den opprinnelige, udeformerte geometrien.
- Forskyvninger og rotasjoner er små og dermed neglisjerbare.

På grunn av lineariteten i 1. ordens teori er snittkrefter og forskyvninger proporsjonale med belastningen, det vil si at når lasten dobles, dobles også forskyvningen. Lineariteten forutsetter videre at superposisjonsprinsippet er gyldig. Prinsippet innebærer at lasttilfellene kan betraktes hver for seg og resultatene kan deretter summeres [33, s. 22].

Etter elastisitetsteorien dimensjoneres konstruksjonsdelenes tverrsnitt slik at tillate spenninger eller dimensjonerende kapasitet ikke overskrides i noen punkt i konstruksjonen. Der instabilitet på grunn av knekking eller vipping kan oppstå, må kapasiteten reduseres. Når det gjelder knekking er det viktig å understreke at lineær elastisk knekkanalyse kun kan benyttes dersom økningen i de relevante snittkrefter forårsaket av deformasjonene er så ubetydelig at den kan sees bort fra. Dette kravet anses å være oppfylt når:

- $\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}} \geq 10$ for elastisk analyse
- $\alpha_{cr} = \frac{N_{cr}}{N_{Ed}} \geq 15$ for plastisk analyse [33, s. 24]

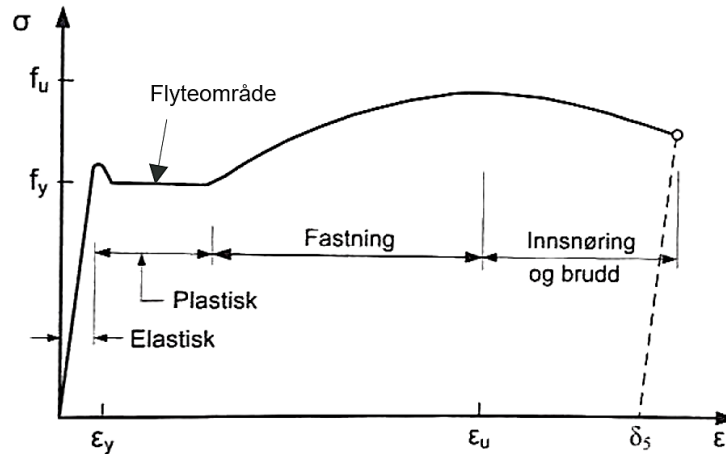
Her betegnes α_{cr} som knekkfaktor eller egenverdi, N_{Ed} er dimensjonerende ytre last på konstruksjonen og N_{cr} er linearisert knekklast. Den lineariserte elastiske knekklasten gjelder for en ideell rett stav uten formfeil belastet med en sentrisk aksialkraft, og kan også kalles for Eulerlast. Eulerlasten uttrykkes ved følgende formel:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_k^2}$$

der L_k er betraktete stavens knekk lengde og EI er stavens bøyestivhet.

Plastisk lastvirkningsanalyse

Når en konstruksjonsdel blir belastet utover det elastiske området, forblir spenningene konstant, mens tøyningen kan økes ytterligere; det vil si at materialet oppfører seg plastisk.



Figur 15: Spennings-tøyningsdiagram med oversikt over plastisk og elastisk område [33]

Figur 15 viser et typisk arbeidsdiagram for vanlig konstruksjonsstål. Konstruksjonsstandardene tillater ikke utnyttelse av fastningsområdet ved prosjektering, men tillater bruk av flyteområdet innen visse grenser [34]. Bruk av flyteområdet innebærer en plastisk lastvirkningsanalyse, som ellers gir høyere kapasiteter enn elastisk analyse. Dimensjonering basert på plastisk analyse går ut på å bestemme den minste belastningen som fører til brudd i konstruksjonen på grunn av plastifisering. Kollaps skjer når så mange flyteledd er etablert at konstruksjonen danner en mekanisme.

Plastisk lastvirkningsanalyse forutsetter at materialet er tilstrekkelig duktilt og tverrsnittet ikke er for slankt. Det siste håndteres med tverrsnittsklasser. NS-EN 1993-1-1 [17] krever at tverrsnitt må tilfredsstillende tverrsnittsklasse 1 hvis flyteledd skal etableres. Den plastiske analysen gir ofte en bedre utnyttelse av konstruksjonen enn en elastisk analyse, men ulempen er at en har mindre kontroll på deformasjoner [35].

2.3.4 Dimensjoneringsprinsipper

Prinsippene for prosjektering av konstruksjoner er gitt i NS-EN 1990, der prosjekteringsreglene er basert på bruk av parsialkoeffisientmetoden. Denne metoden innebærer å påvise at lastvirkningen ikke overskrider motstanden i definerte grensetilstander. Ved dimensjonering for grensetilstander skilles det hovedsakelig mellom bruddgrensetilstander og bruksgrensetilstander [33, s. 33].

Bruddgrensetilstand (ULS)

I bru prosjektering refererer bruddgrensetilstanden til situasjoner der bruens konstruksjon når sin maksimale bæreevne, enten på grunn av materialsvikt som for eksempel brudd i enkelttverrsnitt, ved store forskyvning eller brudd forårsaket av utmatting.

Bruksgrensetilstand (SLS)

Bruksgrensetilstand er knyttet til funksjonsdyktigheten til en konstruksjon eller deler av denne [33, s. 34]. Når det gjelder bruer, fokuserer denne tilstanden på å sikre at bru fungerer tilfredsstillende under normale drifts- og bruksforhold uten å overskride akseptable grenser for deformasjon og vibrasjon. Dette er for å unngå å påvirke konstruksjonens bestandighet og for å oppnå effektiv bruk av fotgjengere, syklistene og kjøretøy.

I dimensjoneringen tas det utgangspunkt i de karakteristiske verdiene av motstand og lastvirkning. Ved hjelp av partialkoeffisienter for laster (størrelse γ_f og forekomst ψ) og kapasitet (materialfaktor γ_M), kan lastvirkningene kontrolleres mot tillatte verdier [36, s. 4]. I kontrollene tar lastfaktoren γ_f hensyn til mulige overskridelser av lastene en konstruksjon er utsatt for, mens materialfaktoren γ_M tar hensyn til eventuelle feil i materialet.

I henhold til Håndbok N400 [15], skal lastene med tilsvarende påvirkninger deles inn i følgende grupper:

- Permanente påvirkninger – f.eks. konstruksjonens egenvekt
- Variable påvirkninger – f.eks. trafikklast og naturlaster fra vind og snø
- Ulykkespåvirkninger – f.eks. jordskjelv og påkjøring av båt.

Variable påvirkninger har fordeling i både rom og tid. Romlig fordeling defineres av karakteristiske verdier, mens fordeling i tid ivaretas av faktorene ψ_0 (kombinasjonsfaktor), ψ_1 (kombinasjonsfaktor for ofte forekommende del) og ψ_2 (kombinasjonsfaktor for tilnærmet permanent del). NS-EN 1990 [32] angir verdier for lastfaktorer og kombinasjonsfaktorer for de forskjellige lasttyper og lastkombinasjoner det skal kontrolleres for. Aktuelle lastkombinasjoner for gangbruer, samt en oversikt over verdier for ψ -faktorer er vist i Vedlegg B1.

2.4 Tilnæringsmåter ved utforming av bruer

Når et bruprojekt begynner, må en se på de ulike rammebetingelsene og situasjonen til bruene. Spennvidden gir grunnlag for valg av konstruksjonsprinsipp og omgivelsene gir det samme for de visuelle opplevelsene. Mens en konstruktiv tilnærming innebærer å finne en rasjonell og statisk fornuftig løsning, ofte ved å velge et klassisk bæresystem, vil det visuelle uttrykket representere en mer skulpturell tilnærming. God design vil da oppnås når det konstruktive og estetiske kombineres, slik at konstruksjonen blir det bærende elementet til estetikken [37, s. 173].

3 Prosjekteringsforutsetninger

3.1 Standarder

Dette kapitlet gir en oversikt over de mest relevante for prosjektet standarder og håndbøker.

- NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- NS-EN 1991-1-1 Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
- NS-EN 1991-1-3 Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster
- NS-EN 1991-1-4 Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster
- NS-EN 1991-1-5 Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger
- NS-EN 1991-2 Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer
- NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger
- NS-EN 1993-1-8 Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser
- NS-EN 1993-2 Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 2: Bruer
- NS-EN 1998-1 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger
- NS-EN 1998-2 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Bruer
- NS-EN 1999-1-1 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler
- Håndbok N400 Bruprosjektering
- Håndbok N100 Vei- og gateutforming
- Håndbok V161 Brurekkverk
- Håndbok R762 Prosesskode 2 Standard beskrivelse for bruer og kaier

3.2 Geometriske mål og krav

Bruen skal plasseres etter vedtatt reguleringsplan for prosjektområdet. Både spennvidden og total lengde av bruplaten er satt til 19 m. I og med at bruene er en separat bru for gående og syklende, skal fri bredde mellom rekkverk være minimum 3 m, i henhold til Håndbok N100 [38], pkt. 4.10-3. For å ivareta universell utforming, skal langsgående stigningsforhold på brubanen være innenfor tillatt grense på 1:20 [38]. Minimum rekkverkshøyde er 1.2 m, og rekkverk utformes slik at det ikke skal være klatrevennlig [39].

3.3 Laster og lastvirkninger

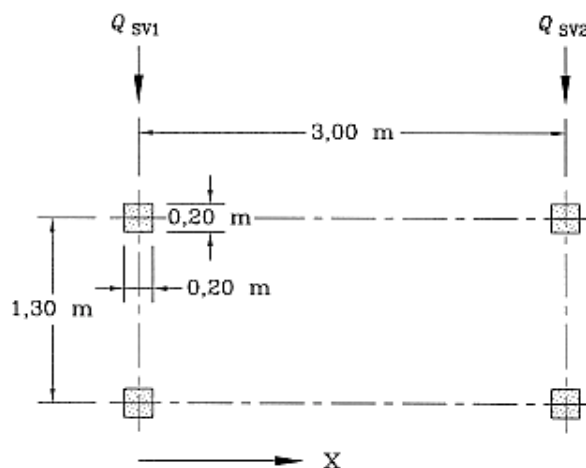
3.3.1 Egenlaster

Egenlasten er angitt og beregnet i Vedlegg A1. Dette inkluderer egenvekt av brudekke og rekkverk. Det er i første omgang forutsatt et samvirkedekke med betongstøp. Eventuell belegningslast er gitt til 2 kN/m^2 i Håndbok N400 [15], tabell 5.2. Når det gjelder egenvekt til brukonstruksjonen, angir NS-EN 1991-1-1 [40] følgende verdier for tyngdetetthet for metaller: stål, 78.5 kN/m^3 og aluminium, 27 kN/m^3 . Verdier for vekt per meter for varmvalsede og varmformede stålprofiler er videre hentet fra «*Stålkonstruksjoner – profiler og formler*» [41].

3.3.2 Trafikklast

For beregning av trafikklast er det benyttet NS-EN 1991-2 Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer [42].

Ifølge standarden vil bruene bli belastet med en jevnt fordelt ganglast, $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ og en konsentrert last, $Q_{fwb} = 10 \text{ kN}$. På gang- og sykkelbruer må en også ta hensyn til last fra et tjenestekjøretøy, som kan være brøytebil eller utrykningskjøretøy. Det er konservativt valgt en kjøretøy-last tilsvarende lastmodellen for ulykkelast i punkt 5.6.3(2), som vist i figur 16. Kontrollen for utilsiktet kjøretøy på bruene i ulykkesgrensetilstand vil dermed bortfalle (NA.5.6.3(2)). Lastmodellen definerer lasten til $Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$ og $Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$ på to aksler. I og med at den konsentrerte lasten Q_{fwb} ikke skal kombineres med tjenestekjøretøy, blir Q_{fwb} ikke tatt med videre.



Key
 x : Bridge axis direction
 $Q_{sv1} = 80 \text{ kN}$
 $Q_{sv2} = 40 \text{ kN}$

Figur 16: Lastmodell for tjenestekjøretøy/ullykelast [42]

På bruene vil det også oppstå horisontale krefter både i lengde- og tverretning, som følger av ganglast og kjøretøyets belastning. Kraften i lengderetningen, Q_{flk} , settes etter NA.5.4(2) lik den største av 60% av tjenestekjøretøyets totalvekt eller 10% av total jevnt fordelt ganglast. Den største kraften kommer fra tjenestekjøretøyet og er beregnet til 72 kN. Kraften i tverretningen, $Q_{flk,side}$ settes lik 25% av kraften i lengderetning og er dermed satt til 18 kN. Denne kraften opptrer kun samtidig med tjenestekjøretøy (NA 5.4(2)), mens kraften i lengderetning vil opptre i begge tilfeller. En oversikt over gruppering og samtidighet av trafikklaster på gangbruer er vist i figur 17.

Load type		Vertical forces		Horizontal forces
Load system		Uniformly distributed load	Service vehicle	
Groups of loads	gr1	q_{flk}	0	Q_{flk}
	gr2	0	Q_{serv}	Q_{flk}

Figur 17: Gruppering av trafikklaster på gangbruer [42]

De karakteristiske lastverdier er beregnet i Vedlegg A2.

3.3.3 Vindlaster

For beregning av vindlaster på bruene er det benyttet NS-EN 1991-1-4 Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster [43].

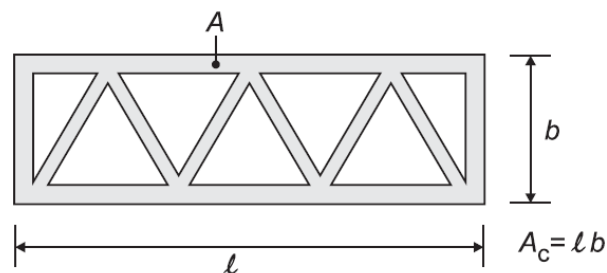
Håndbok N400 [15], pkt. 5.4.3.1, deler bruene inn i ulike vindklasser, hvor vindklasse 1 anses å ha ubetydelig dynamisk lastvirkning. Etter pkt. 8.2(1) i NS-EN 1991-1-4 [43], skal behovet for dynamisk responsanalyse vurderes i det enkelte prosjektet. Videre står det i merknad 3 at for vanlige brudekker med spenn mindre enn 40 meter er det ikke nødvendig med en dynamisk beregning. Med et spenn på 19 meter, forutsettes det at bruene i denne oppgaven ligger i vindklasse I. I henhold til Håndbok N400, pkt. 5.4.3.4 beregnes vindlaster på bruene i vindklasse I på grunnlag av vindkasthastighetstrykket.

I og med at bruene ligger nær kysten, antas området å være i terrengkategorikategori 1.

Referansevindhastigheten for Bergen kommune, $V_{b,0}$ er 26 m/s, og alle faktorene som skal tas med i ligning NA 4.1 er konservativt satt til 1.0. Basisvinden, V_b blir dermed lik referansevindhastigheten og vindkasthastighetstrykket er videre beregnet til 1,1 kN/m².

Det er gjort en forenklet beregning av vindlast på bruene i henhold til kapittel 8.3.2 og 8.3.3.

Vindpåvirkninger på bruene fordeles som krefter i X-, Y-, og Z-retning. I oppgaven er X-retning definert som retningen langs spennet på bruene, Y-retning som bruens tverretning og Z-retning som den vertikale retningen. Det er forutsatt at brukonstruksjonen skal utformes som et fagverk av HUP-profiler, og det er dermed beregnet en vindlastfaktor, som avhenger av slankhet, massivitetsforhold og omstrømming rundt fagverket. Massiviteten tar hensyn til hulrom i fagverkskonstruksjonen, og defineres i punkt 7.13(3) som summen av projeksjonsarealet av alle staver i fagverket A dividert på det samlede omsluttende arealet av fagverket A_c , se figur 18.



Figur 18: Definisjon av massivitetsforhold, A/A_c [43]

Ut fra ligning 8.2 er det videre beregnet vindkreftene i de forskjellige retningene, som følger:

- Vindkraft i Y-retning, $F_{w,y} = 2.1 \text{ kN/m}^2$
- Vindkraft i Z-retning, $F_{w,z} = 1.0 \text{ kN/m}^2$
- Vindkraft i X-retning, $F_{w,x} = 1.05 \text{ kN/m}^2$

Utrekning av vindlastene er vist i Vedlegg A3.

3.3.4 Snølast

Etter Håndbok N400 [15], pkt. 5.4.2, regnes snølast å ikke opptre samtidig med trafikklast på gang- og sykkelbruer. For beregning av snølast er det benyttet NS-EN 1991-1-3 Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster [44]. Standarden gir etter pkt. 1.1(8) ingen retningslinjer for snølast på bruer, og snølasten er derfor beregnet etter kapittel 5, «Snølaster på tak». Den beregnede snølasten gir dermed en antydning av hva den virkelige snølasten er og blir kun brukt som en kontroll på at den ikke er større enn trafikklasten. I beregningen er det ikke tatt hensyn til snøfonning på grunn av rekkverk, da bruens beliggenhet og høyde over havet antyder at det er lite sannsynlig med stor snølast ved en eventuell fonning.

Den beregnede snølasten, $s = 1.6 \text{ kN/m}^2$ er mindre enn trafikklastene og vil dermed ikke bli dimensjonerende for bruene. Utrekning av snølast er vist i Vedlegg A4.

3.3.5 Termiske laster

Temperaturforskjeller kan endre styrken, stivheten og størrelsen på materialer. For beregning av termiske laster er det benyttet NS-EN 1991-1-5 Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger [45].

Termiske laster er etter Håndbok N400 [15], pkt. 5.4.8.1 sammensatt av:

- Jevnt fordelt temperaturandel
- Vertikal og horisontal lineært varierende temperaturdifferanseandel
- Forskjell i jevnt fordelt temperaturandel mellom konstruksjonsdeler

Den jevnt fordelte temperaturlasten gir enten en utvidelse eller sammentrekning av bruens lengderetning. For å ta opp disse bevegelsene er det derfor viktig å utstyre bruene med glidelagre i en ende.

Den vertikale lineært varierende temperaturandelen er temperaturforskjellen mellom to punkter på en brukonstruksjon, vanligvis dekkets overside og underside, som kan gi tvangskrefter og momenter i bruene. Dette antas å ikke være aktuelt på bruene.

Det blir ikke tatt hensyn til horisontal lineært varierende temperaturdifferanseandel, da det forutsettes at hele bruene er eksponert for lik mengde sollys på tvers av bruens lengderetning [45]. Det blir heller ikke sett nærmere på forskjell i jevnt fordelt temperaturdifferanse mellom konstruksjonsdeler da tverrsnittene er relativt små.

NS-EN 1991-1-5 [45], Tabell C.1 viser den lineære utvidelseskoeffisienten for stål og aluminium. For stål er denne $12 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. For aluminium er den $24 \times 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ som er dobbelt så stor som for stål. Ved hjelp av den jevnt fordelte temperaturandelen og utvidelseskoeffisientene er det beregnet temperaturutvidelser i bruens lengderetning for både i stål og aluminium. Verdiene av disse samt utregninger for termiske laster er vist i Vedlegg A5.

3.3.6 Andre laster

Seismiske laster

Ifølge NS-EN 1998-2 [46], tabell NA.2(901), tilhører gang- og sykkelbruene seismisk klasse I. I henhold til tabell NA.2(904) svarer klasse I til kategori 0, og etter Håndbok N400 [15], pkt. 5.4.9.3, stilles det ikke spesielle krav til valg av analysemetode for bruene i kategori 0. Det antas derfor ikke nødvendighet for egen jordskjelvanalyse.

Utmattingslaster

Konstruksjoner som er utsatt for vekslende spenninger av en viss størrelse over lang tid kan bli svekket som følge av utmatting. Som regel ligger slike spenninger under bruddgrensen, men kan med tiden føre til sprekke dannelse og utmattingsbrudd [48]. I gangbruene er det vanligvis nødvendig å kontrollere om svingninger blir et problem med hensyn til utmatting. Hovedsakelig er det trafikklast og vind som vil sette en bru i bevegelse. En analyse av dynamiske lastvirkninger, både lokalt og globalt, vil da være nødvendig for å kunne vurdere om utmatting er et mulig problem for konstruksjonen.

Grunnet oppgavens avgrensninger vil det ikke gjøres beregninger på utmattingslaster.

Ulykkelaster

Bruen vil ha en høyde slik at kajaker og eventuelle småbåter kan kjøre under. Det vil i utgangspunktet være liten sannsynlighet for at brukonstruksjonen kan bli påseilt av et større fartøy, da bruene skal bygges i en nokså trang hop og dermed kan anses som beskyttet.

En annen ulykkelast er brann, men en vurdering av muligheten for brannutvikling ved frekvens og konsekvenser gir en liten risiko. På bakgrunn av dette vil det ikke ses nærmere på brannlast.

3.3.7 Lasttilfeller og grensetilstander

Et lasttilfelle består av samtidig opptredende verdier av laster, og normalt er også lastene i et lasttilfelle av samme type last [36, s.4]. Lasttilfellene kombineres i lastkombinasjoner med partialfaktorer etter NS-EN 1990 i brudd- og bruksgrensetilstand. I bruddgrensetilstand kombineres laster etter NS-EN 1990 [32], tabell NA.A2.4(B) for ligning 6.10a og 6.10b, og lastfaktorer for gangbruer i henhold til tabell NA.A2.2. Det er i tabell 2 satt opp de kombinasjonene som vil brukes ved bruddgrensekontroll av konstruksjonen, utregning av lastfaktorene er vist i Vedlegg B1.

Lastfaktorer for ULS	Egenvekt	Dominerende variabel last	
		Trafikk	Vind
Ligning 6.10a	1.35	0.945	1.12
Ligning 6.10b	1.2	1.35	1.6

Tabell 2: Lastfaktorer for ULS

I bruksgrense utføres kontroll for nedbøyning med påsatt trafikklaster alene i ofte forekommende lastsituasjon, etter Håndbok N400 [15], pkt. 3.6.1. Funksjonskravet for bruer er gitt som $L/350$, der L er lengden av det betraktede spennet. For å eliminere uheldige effekter av nedbøyning, skal nødvendig overhøyde beregnes. I tabell 3 er det vist lastfaktorene for bruksgrensekontroll.

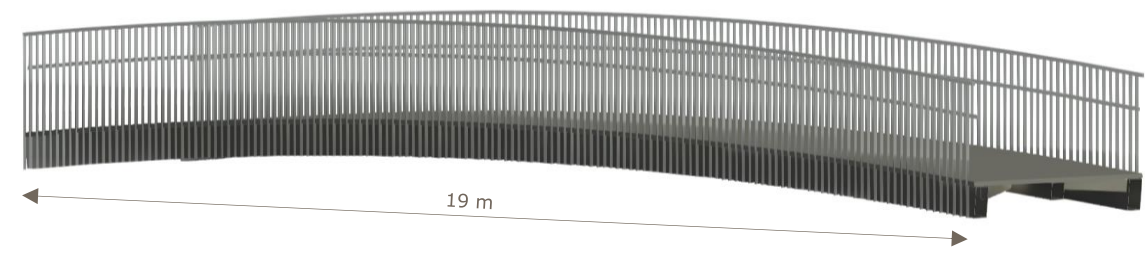
Lastfaktorer for SLS	Egenvekt	Dominerende variabel last	
		Trafikk	Vind
Karakteristisk	1.0	0.7	0.6

Tabell 3: Lastfaktorer for SLS

4 Konstruktiv utforming

Alternativene som fremstilles tar utgangspunkt i det utførte mulighetsstudie og er modellert i Revit Structure i henhold til geometriske mål og krav angitt i kapittel 3.2. Tre mulige utforminger er vurdert:

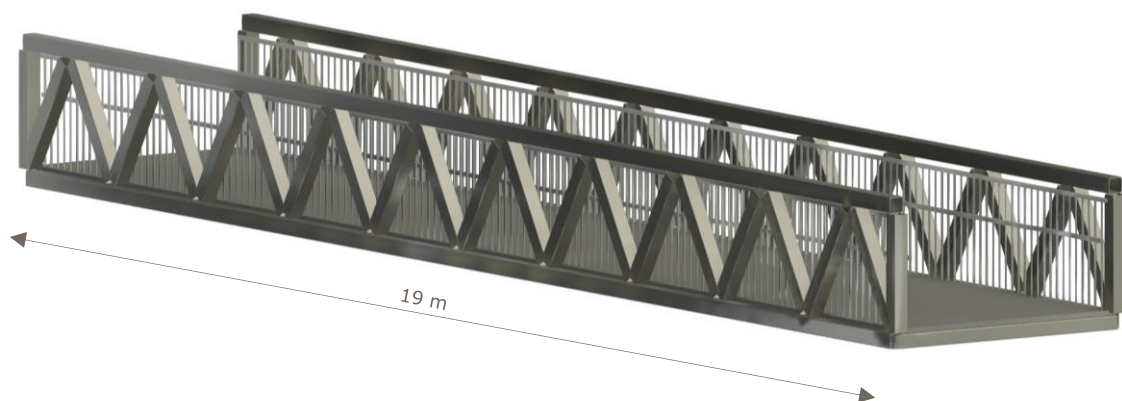
Buebru



Figur 19: Buebru modellert i Revit

Figur 19 viser buebruen modellert i Revit. Stigningsforhold 1:20 på et spenn så kort som 19 m gir en veldig flat bue med lav pilhøyde. En altfor slank bue vil ikke være i stand til å overføre lasten som trykk langs buen, og bruen vil i teorien oppføre seg mer som en bjelkebru.

Fagverksbru

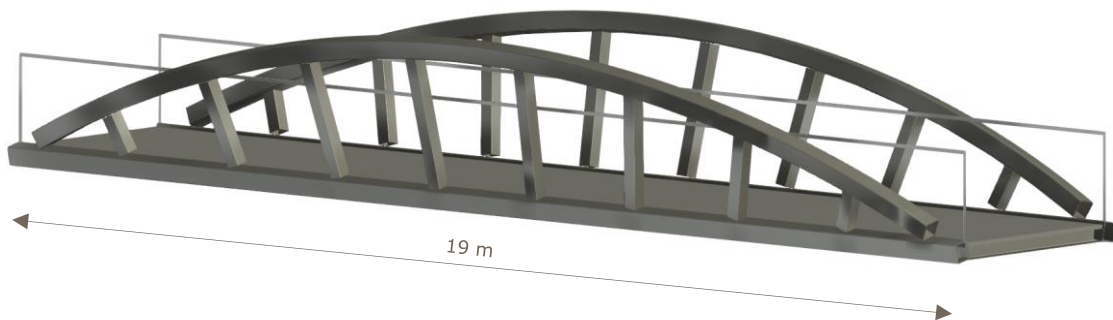


Figur 20: Fagverksbru modellert i Revit

Fagverksbruen (figur 20) har en relativt enkel utforming som består av Warren-fagverk. Sett fra siden utgjør geometrien en rekke med likebeinte trekkanter hvor diagonalene har alternerende trykk og strekk. I og med at stavene er av lik lengde, er Warren-fagverket både materialøkonomisk og konstruksjonsmessig gunstig. Ulempen er at det ikke fordeler konsentrerte laster like bra som fordelte laster [49].

Buebru med strekkbånd og Vierendeel fagverk

Den valgte utformingen til bruene er «buebru med strekkbånd og Vierendeel fagverk», vist i figur 21. Hensikten med å gå videre med denne utformingen er å få en bredere kunnskap om bruer og konstruksjoner generelt. Denne utformingen vil med andre ord gi best mulig læringsutbytte av oppgaven, da det er valgt en mer avansert utforming enn de andre to alternative utformingene. I tillegg vil valgt utforming bli mer kostbar, økonomisk effektivitet ved prosjekteringen vil derfor ikke legges vekt på.



Figur 21: Buebru med strekkbånd og Vierendeel fagverk modellert i Revit

Utformingen tar utgangspunkt i buen som hovedbæresystem. Ettersom bruene skal hvile på frittstående peler, er det ikke rom for å ta opp store horisontalkrefter. Det velges derfor en løsning hvor buen spenner inn i brudekket, og dekket vil da fungere som et strekkbånd. Når en konstruerer en bue, søker en å gi en geometrisk utforming som gir så små momenter som mulig. Dette oppnås ved å velge en parabel- eller sirkelformet bue med pilhøyde i område $L/2-L/8$. Pilhøydens betydning for momentfordelingen er at det maksimale bøyemomentet øker med økende pilhøyde [5, s. 82]. Det er derfor valgt en pilhøyde på $L/8$ for å få minst mulig bøyemomenter. Videre er det mest hensiktsmessig å ha en sirkulær form på buen, da dette er enklere å produsere [7, s. 5].

Bruene skal bygges i enten stål eller aluminium. Begge materialene har liten vekt i forhold til sin styrke og vil gi en lav totalvekt til konstruksjonen. I tillegg er beregnede fordelte laster på bruene relativt små. Ved liten jevnt fordelt last vil det være aktuelt med stive fagverksstaver istedenfor kabler eller stag i bruene [7, s. 16]. Dette oppnås ved å bruke Vierendeel fagverk, da det ikke er ønskelig med utforming basert på trekant. Stive vertikale staver, som er i tillegg stivt forbundet i over- og undergurt, vil gi stivhet i planet og mindre nedbøyning i dekket, og er en effektiv måte å redusere momentene ved usymmetriske laster, som for eksempel ved kun påført last på halve bruene [50, s. 6].

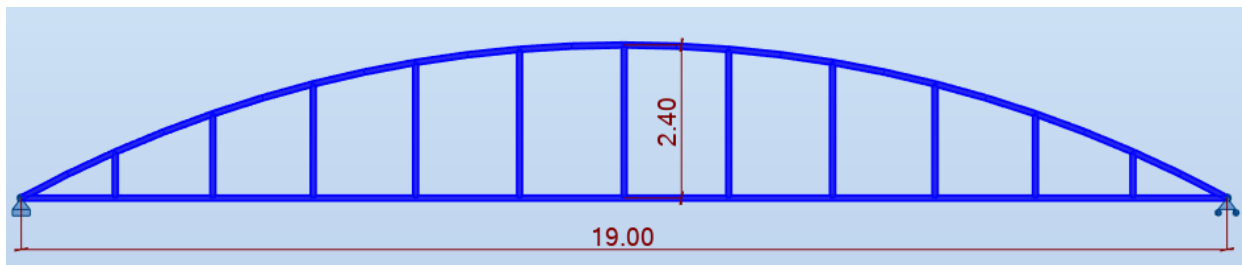
Til slutt er det av estetiske hensyn valgt at fagverksstagene skal plasseres radielt. Selve fagverkene er lent 12 grader ut av det vertikale planet, da dette vil gi en mer åpen og luftig bru. I utgangspunktet er fagverkene ikke avstivet i bruens tverretning.

5 Dimensjonering av bruoverbygning - stål

5.1 Analyse i Robot Structural Analysis

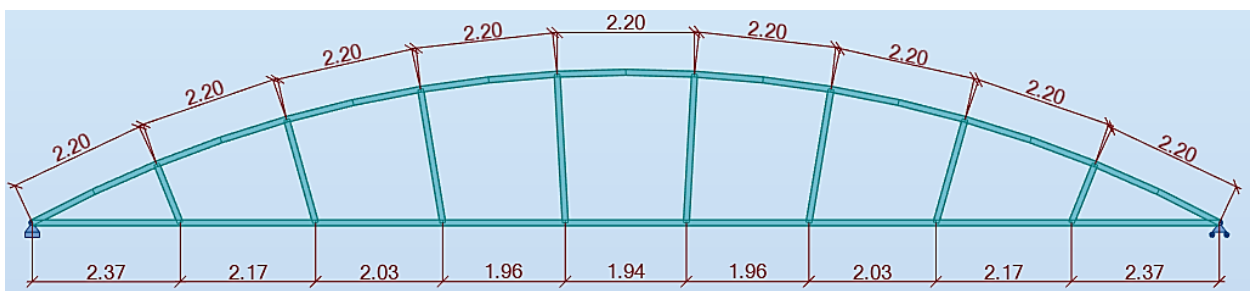
5.1.1 Oppbygging av beregningsmodell

Det er modellert en forenklet 2D modell av bruene i Robot, med hovedmål som vist i figur 22. I modellen er lasteffekter av egenvekt og trafikklast plassert i ulike posisjoner vurdert, for å kunne få et inntrykk av virkende krefter i systemet. Som forventet viser resultat fra de enkle analysene at bruene tar opp vertikalkrefter i form av trykk.



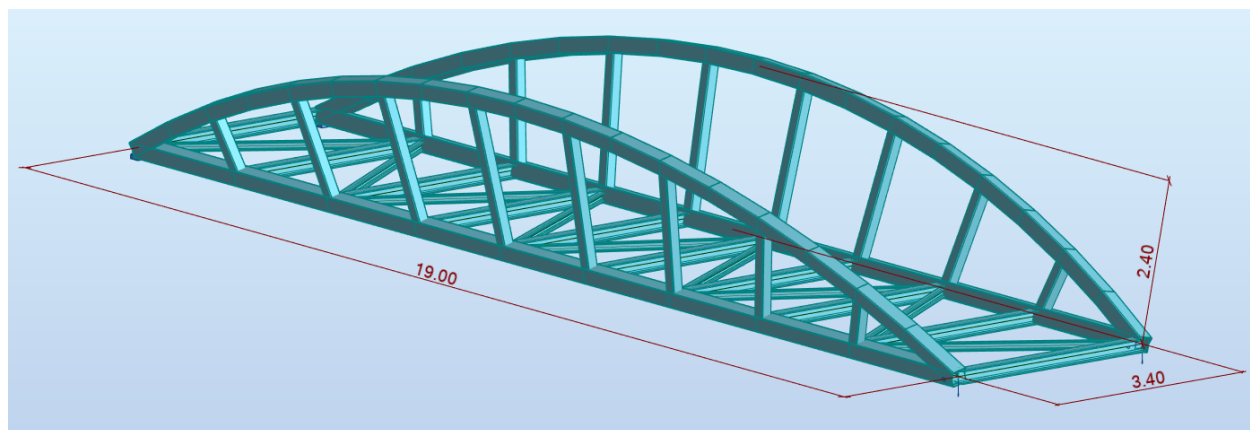
Figur 22: Forenklet 2D modell av bruene

Videre er et fagverk med radielle stag først tegnet i AutoCAD, og så lagt til i Robot som *DXF Background* for modellering. Fagverket er delt inn i 9 paneler. I Robot er bruene modellert som 18 rette stavelementer, da det er viktig med mange nok staver for å få med riktig eksentrisitet (og så moment) av trykkstaven mellom knutepunktene. Selve knutepunktene langs bruene er satt i like avstander fra hverandre, se figur 23. Forutsatt av Vierendeel fagverksmodellen er alle knutepunkter modellert momentstive. Oppleggene er utført som leddlager og glidelager. Det ferdige modellerte fagverket er påført samme laster som den forenklete modellen, og resulterende lastvirkning er senere brukt til å identifisere kritiske lasttilfeller for 3D-modellen.



Figur 23: Fagverksmodell med 9 paneler og radielle stag

I 3D modellen er tverrbjelkene gitt en lengde lik 3.4 m, for å ivareta kravet om fri bredde mellom rekkverk. Betongdekket er ikke tatt med i modellen. Det er istedet modellert et fiktivt dekke ved hjelp av diagonaler mellom tverrbjelkene, som vil stive av brukonstruksjonen i horisontalplanet. Fagverkene er rotert 12° ut av vertikalplanet og har ingen avstiving i toppen. Modell av bruene er vist på figur 24.



Figur 24: 3D-modell av bruene

5.1.2 Lastkombinasjoner og lastplassering

Med bakgrunn i beregnede laster og utført forsøk med 2D modell, er følgende lasttilfeller definert i Robot:

Case	Case name	Nature	Analysis type
1	Egenvekt tv.sn.	Structural	Static - Linear
2	Egenvekt dekke+rekkverk	Non-structural	Static - Linear
3	Ganglast + Qh	Category A	Static - Linear
4	Ganglast skeiv + Qh	Category A	Static - Linear
5	Service bil + Qh midt	Category A	Static - Linear
6	Service bil + Qh ende	Category A	Static - Linear
7	Vind Y+Z	wind	Static - Linear
8	Vind Y-Z	wind	Static - Linear

Figur 25: Lasttilfeller definert i Robot

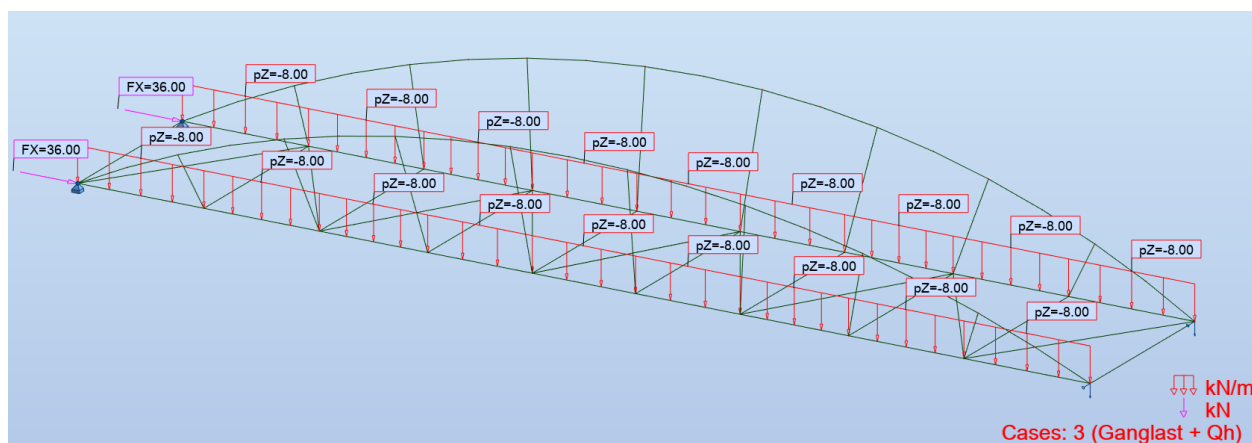
Verdiene for de ulike lasttilfellene kan sees i figur 26, og er bedre beskrevet i Vedlegg B2.

Egenvekt fra stålprofiler er inkludert av Robot-modellen.

Case	Load type	List	Load values (m) (kN) (Deg)
1:Egenvekt tv.sn.	self-weight	1to35 101to135 1001to1010 2001to2009	'PZ Negative Factor=1.00
2:Egenvekt dekke+rekkverk	uniform load	1to9 101to109	'PZ=-4.00(kN/m)
3:Ganglast + Qh	uniform load	1to9 101to109	'PZ=-8.00(kN/m)
3:Ganglast + Qh	nodal force	1 28	'FX=36.00(kN)
5:Service bil + Qh midt	nodal force	5 32	'FX=36.00(kN) FY=9.00(kN) FZ=-40.00(kN)
5:Service bil + Qh midt	nodal force	6 33	'FZ=-20.00(kN)
6:Service bil + Qh ende	nodal force	9 36	'FX=36.00(kN) FY=9.00(kN) FZ=-40.00(kN)
6:Service bil + Qh ende	nodal force	8 35	'FZ=-20.00(kN)
7:Vind Y+Z	uniform load	1to27 110to127	'PY=0.52(kN/m)
7:Vind Y+Z	uniform load	28to35 128to135	'PY=0.42(kN/m)
7:Vind Y+Z	uniform load	1to9 101to109	'PZ=-1.60(kN/m)
8:Vind Y-Z	uniform load	1to27 110to127	'PY=0.52(kN/m)
8:Vind Y-Z	uniform load	28to35 128to135	'PY=0.42(kN/m)
8:Vind Y-Z	uniform load	1to9 101to109	'PZ=1.60(kN/m)
4:Ganglast skeiv + Qh	uniform load	1to4 101to104	'PZ=-8.00(kN/m)
4:Ganglast skeiv + Qh	trapezoidal load (2p)	5 105	'PZ2=-8.00(kN/m) PZ1=-8.00(kN/m) X2=0.50
4:Ganglast skeiv + Qh	nodal force	1 28	'FX=36.00(kN)

Figur 26: Verdier for de ulike lasttilfellene

På grunn av at alle lastene som virker på brudekket skal overføres til fagverkene, er det valgt at egenvekt fra betongdekke/rekkverk, ganglast og vind i Z-retning skal påføres direkte på undergurt som linjelaster. Figur 27 viser hvordan ganglast er plassert på bruene, mens i Vedlegg B2 kan en se plassering av alle lastene. I og med at fagverkene er transperange med store hulrom, er det konservativt antatt at de vil få like stor påkjenning ved vind i bruens tverretning.



Figur 27: Plassering av ganglast som linjelast på fagverkets undergurt

Last fra tjenestekjøretøy er plassert ut som punktlaster først midt på bruene. For å kunne undersøke lastvirkningen fra skjev last, er kjøretøyet i tillegg plassert ved bru-ende. Det samme er gjort for ganglast, der lasttilfelle *Ganglast skeiv+Qh* representerer last kun på halve bruene.

Lastene er gitt som karakteristiske verdier, og lastvirkningene skal beregnes med lastfaktorer i brudd- og bruksgrensetilstand. For enkelhets skyld er et begrenset sett med lastkombinasjoner vurdert. Disse lastkombinasjonene anses likevel å være representative for det generelle lastbildet, og kan dermed gi tilstrekkelig informasjon om konstruksjonens oppførsel under ulike forhold. Figur 28 viser en oversikt over lastkombinasjonene som er lagt til i Robot. For bruddgrense er både ligning 6.10a og 6.10b benyttet.

Combinations	Name	Case	Coeff.	Case	Coeff.	Case	Coeff.
101 (C)	ULSa ganglast	1	1.35	2	1.35	3	0.95
102 (C)	ULSa ganglast skeiv	1	1.35	2	1.00	4	0.95
103 (C)	ULSa bil midt	1	1.35	2	1.35	5	0.95
104 (C)	ULSa bil ende	1	1.35	2	1.35	6	0.95
105 (C)	ULSa vindtrykk	1	1.35	2	1.35	7	1.12
106 (C)	ULSa vindsug	1	1.00	2	1.00	8	1.12
107 (C)	ULSb ganglast	1	1.20	2	1.20	3	1.35
108 (C)	ULSb ganglast skeiv	1	1.20	2	1.00	4	1.35
109 (C)	ULSb bil midt	1	1.20	2	1.20	5	1.35
110 (C)	ULSb bil ende	1	1.20	2	1.20	6	1.35
111 (C)	ULSb vindtrykk	1	1.20	2	1.20	7	1.60
112 (C)	ULSb vindsug	1	1.00	2	1.00	8	1.60
201 (C)	SLS ganglast	1	1.00	2	1.00	3	0.70
202 (C)	SLS ganglast skeiv	1	1.00	2	1.00	4	0.70
203 (C)	SLS bil midt	1	1.00	2	1.00	5	0.70
204 (C)	SLS bil ende	1	1.00	2	1.00	6	0.70
205 (C)	SLS vindtrykk	1	1.00	2	1.00	7	0.60
206 (C)	SLS vindsug	1	1.00	2	1.00	8	0.60

Figur 28: Oversikt over lastkombinasjonene som er lagt til i Robot

Lastkombinasjonene er laget med utgangspunkt i kombinasjonsreglene for gangbruer angitt i NS-EN 1990 [32], pkt. A2.2.3 og Håndbok N400 [15]. Videre er kombinasjoner av lastvirkninger, som av fysiske eller praktiske årsaker ikke kan opptre samtidig ikke vurdert.

5.1.3 Materialer og tverrsnitt

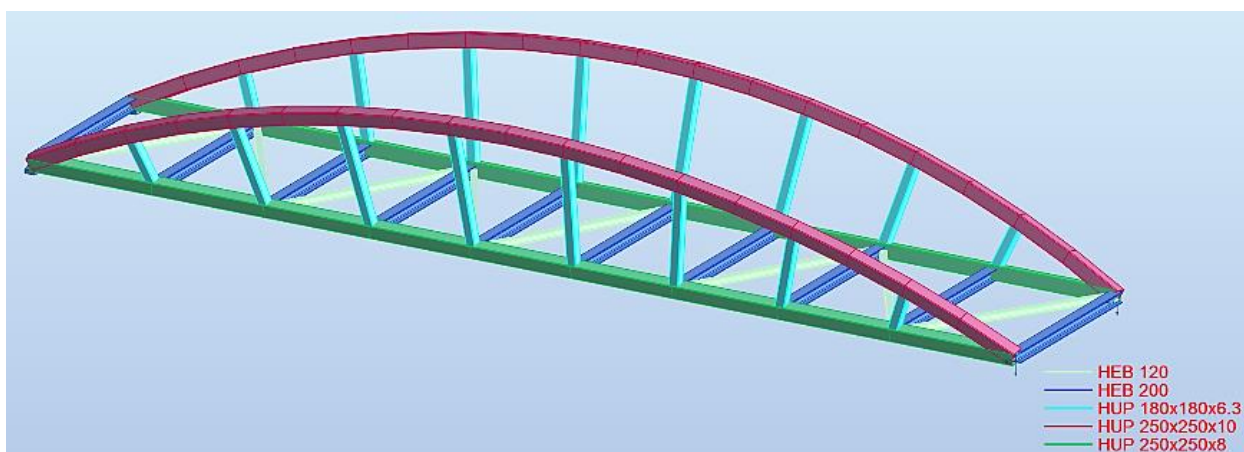
Etter Håndbok N400 [15], pkt. 8.3.1 skal det benyttes stål med flytegrense fra 355 N/mm² til 460 N/mm² for bruer. Dermed velges stål kvalitet S355 for hele brukonstruksjonen. Stålkvaliteten har en flytegrense på 355 N/mm² og en strekkfasthet på 490 N/mm² (NS-EN 1993-1-1 [17], tabell 3.1). Materialfaktorer for bruer i stål er hentet fra NS-EN 1993-2 [51] og er satt til:

- $\gamma_{M0} = 1.10$ $\gamma_{M1} = 1.10$ $\gamma_{M2} = 1.25$ $\gamma_{M5} = 1.10$

Valgte tverrsnitt med tilhørende brukomponenter er vist i tabell 4. Figur 29 viser videre tverrsnitt og plassering av disse i beregningsmodellen.

Tverrsnitt, stål	Komponent	Stav nummer
HUP 250x250x8	undergurt	1-9 og 101-109
HUP 250x250x10	bue	10-27 og 110-127
HUP 180x180x6,3	fagverksstag	28-35 og 128-135
HE200B	tverrbjelke	1001-1010
HE120B	fiktivt dekke	2001-2009

Tabell 4: Brukomponenter og tverrsnitt



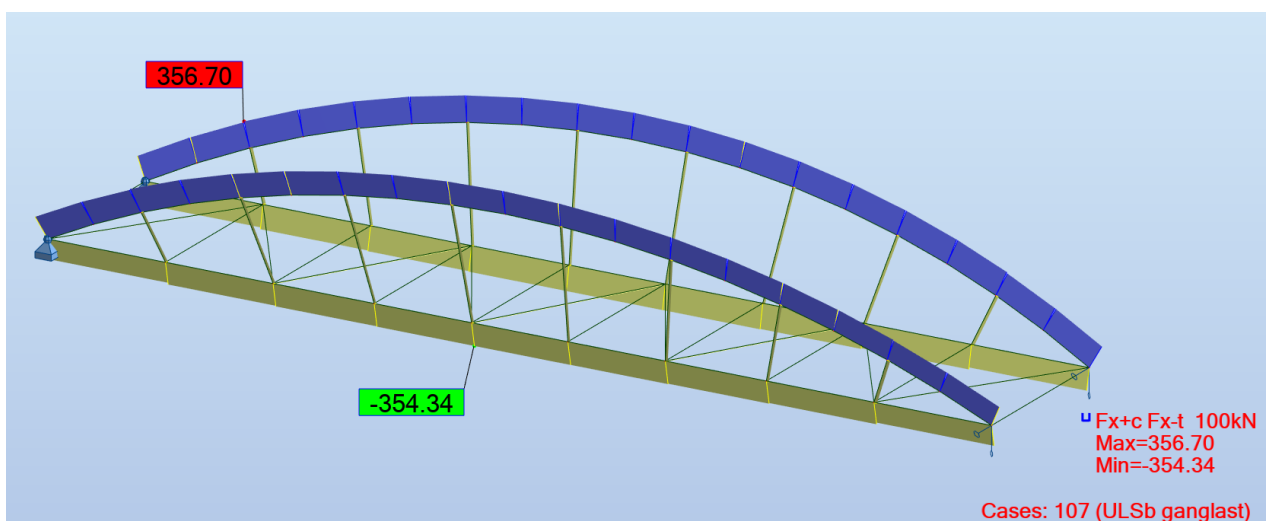
Figur 29: Tverrsnitt og plassering av disse i beregningsmodellen

5.1.4 Bruddgrense

Statisk lastvirkningsanalyse for de ulike brualternativene er utført i Robot Structural Analysis. Bruddgrensetilstand er beregnet for både ligning 6.10a og 6.10b. På grunn av relativt liten egenlast av konstruksjonen, er ligning 6.10b dimensjonerende. Dimensjoneringen er basert på elastisitetsteorien med påvisning av elastisk kapasitet og er delt inn i kapasitetskontroll og stabilitetskontroll. Kapasitetskontrollen går ut på å identifisere hvilke snitt i brukonstruksjonen som blir dimensjonerende, og så ivareta de opptredende krefter og momenter og kombinasjoner av disse. Stabilitetskontrollen omhandler hovedsakelig knekking av buen som er trykkpåkjent. For denne kontrollen er det nødvendig å vurdere mulige knekkformer og bestemme buens knekklemlengde for knekking både i og ut av planet.

Statisk analyse

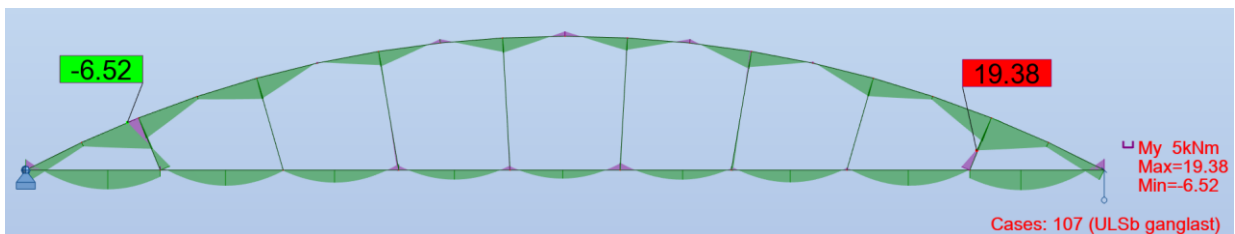
Resultatet av Robot-analysen viser at buen bærer på trykk, mens fagverkets undergurt er strekkpåkjent (figur 30), som stemmer godt overens med statiske systemets virkemåte. Fagverksstagene får også kun strekkrefter som varierer etter lastkombinasjon. Den minste verdien for strekk i stagene er 2.5 kN i lastkombinasjon *ULSb vindsug*, der vind i Z-retning er lagt inn som oppadrettet last, samtidig som egenvekten har lastfaktor lik 1.0. Dette tyder på at bruene er noe avhengig av å få stor nok egenvekt for at konstruksjonen skal oppføre seg som forventet. Samtidig er dette ikke kritisk siden stagene har stort nok tverrsnitt til at de også kan ta trykk.



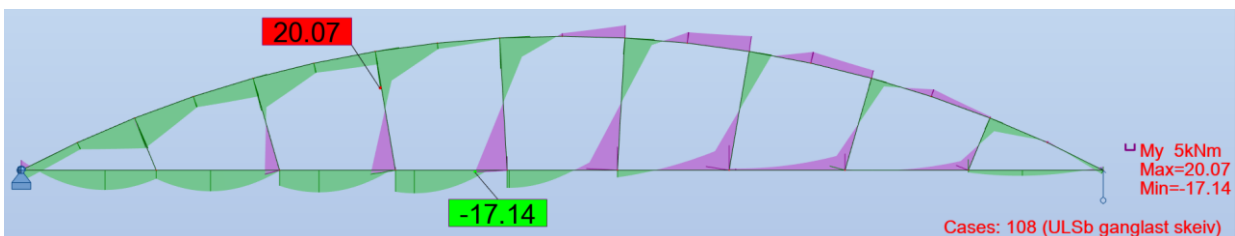
Figur 30: Strekk- og trykkfordeling i konstruksjonen, der blå er trykk og gul er strekk

Jevnt fordelt trafikklaster er dimensjonerende for bruene, og i tillegg til største aksialkrefter, gir det også økte momenter i endene av både over- og undergurt. Disse momentene er hovedsakelig fremkalt av den stive fagverksmodellen, men også bidrar buens geometri til at momenter i endene oppstår. Ved sirkulære buer er eksentrisiteten fra den parabelformede trykklinjen større nær bueendene, som derfor fører til en økt momentbelastning i disse snitt.

Skjev belastning fra ganglast og tjenestekjøretøy har begrenset negativ effekt på konstruksjonen, da fagverksstagene gir en viss stivhet i planet. Figur 31 og figur 32 viser hvordan momentene fordeler seg i konstruksjonen ved jevnt fordelt og skjev last. Tallmessig er momentøkningen ikke stor, men det er en betydelig økning i moment i fagverksstagene.



Figur 31: Fordeling av momentene i brufagverket ved jevnt fordelt last

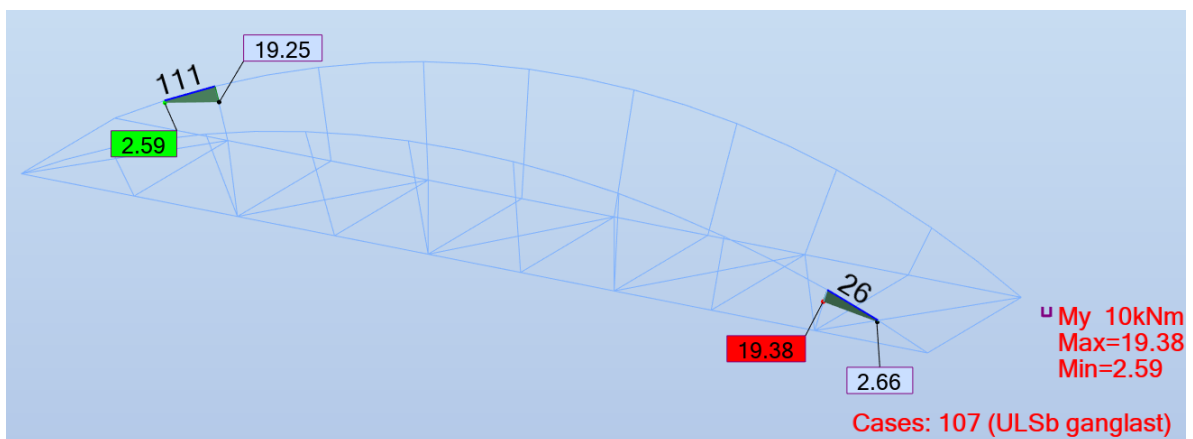


Figur 32: Fordeling av momentene i brufagverket ved skjev last

For å vurdere de ulike utnyttelsesgradene blir funksjonen Steel Design brukt. Funksjonen utfører kapasitetskontroller i henhold til NS-EN 1993-1-1, og tar hensyn til knekking og vipping der dette kan være aktuelt. Figur 33 viser utnyttelsen av komponentene i det ene fagverket. Stav nummer 26 ved buende er den mest påkjente staven med en utnyttelsesfaktor på 0.97 og størst moment. Den høye utnyttelsen skyldes hovedsakelig til at trykkbuen er utsatt for knekking. Dette omtales i neste kapittel. Resultatet for det andre fagverket er nesten identisk og tyder at stav 111 er størst utnyttet (se figur 34).

Member	Section	Material	Ratio	Case
1 Strekkbånd_1	HUP 250x250x8	S355	0.19	107 ULSb ganglast
2 Strekkbånd_2	HUP 250x250x8	S355	0.19	107 ULSb ganglast
3 Strekkbånd_3	HUP 250x250x8	S355	0.20	109 ULSb bil midt
4 Strekkbånd_4	HUP 250x250x8	S355	0.25	109 ULSb bil midt
5 Strekkbånd_5	HUP 250x250x8	S355	0.21	109 ULSb bil midt
6 Strekkbånd_6	HUP 250x250x8	S355	0.20	109 ULSb bil midt
7 Strekkbånd_7	HUP 250x250x8	S355	0.26	110 ULSb bil ende
8 Strekkbånd_8	HUP 250x250x8	S355	0.24	110 ULSb bil ende
9 Strekkbånd_9	HUP 250x250x8	S355	0.18	110 ULSb bil ende
10 Bue_10	HUP 250x250x10	S355	0.85	107 ULSb ganglast
11 Bue_11	HUP 250x250x10	S355	0.96	107 ULSb ganglast
12 Bue_12	HUP 250x250x10	S355	0.93	107 ULSb ganglast
13 Bue_13	HUP 250x250x10	S355	0.93	107 ULSb ganglast
14 Bue_14	HUP 250x250x10	S355	0.92	107 ULSb ganglast
15 Bue_15	HUP 250x250x10	S355	0.89	107 ULSb ganglast
16 Bue_16	HUP 250x250x10	S355	0.89	107 ULSb ganglast
17 Bue_17	HUP 250x250x10	S355	0.89	107 ULSb ganglast
18 Bue_18	HUP 250x250x10	S355	0.89	107 ULSb ganglast
19 Bue_19	HUP 250x250x10	S355	0.88	107 ULSb ganglast
20 Bue_20	HUP 250x250x10	S355	0.88	107 ULSb ganglast
21 Bue_21	HUP 250x250x10	S355	0.90	107 ULSb ganglast
22 Bue_22	HUP 250x250x10	S355	0.90	107 ULSb ganglast
23 Bue_23	HUP 250x250x10	S355	0.91	107 ULSb ganglast
24 Bue_24	HUP 250x250x10	S355	0.91	107 ULSb ganglast
25 Bue_25	HUP 250x250x10	S355	0.94	107 ULSb ganglast
26 Bue_26	HUP 250x250x10	S355	0.97	107 ULSb ganglast
27 Bue_27	HUP 250x250x10	S355	0.85	107 ULSb ganglast
28 Vertikaler_28	HUP 180x180x6.3	S355	0.17	109 ULSb bil midt
29 Vertikaler_29	HUP 180x180x6.3	S355	0.20	109 ULSb bil midt
30 Vertikaler_30	HUP 180x180x6.3	S355	0.20	108 ULSb ganglast skeiv
31 Vertikaler_31	HUP 180x180x6.3	S355	0.26	108 ULSb ganglast skeiv
32 Vertikaler_32	HUP 180x180x6.3	S355	0.25	108 ULSb ganglast skeiv
33 Vertikaler_33	HUP 180x180x6.3	S355	0.31	110 ULSb bil ende
34 Vertikaler_34	HUP 180x180x6.3	S355	0.31	110 ULSb bil ende
35 Vertikaler_35	HUP 180x180x6.3	S355	0.16	110 ULSb bil ende

Figur 33: Utnyttelsen av komponentene i det ene fagverket

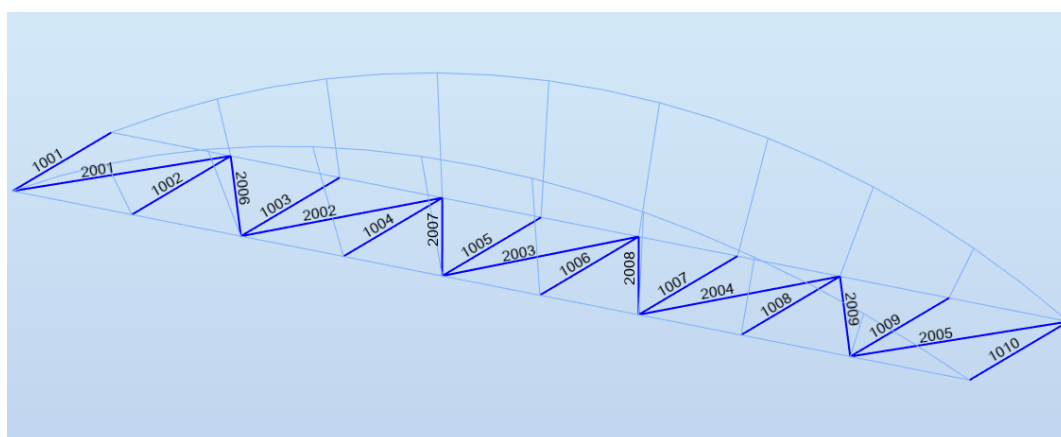


Figur 34: Beliggenhet og momentverdi av de to mest påkjente stavnene, stav 26 og stav 111

Figur 35 og figur 36 viser henholdsvis stavene med utnyttelsesgrad under 15% og beliggenhet av disse. Stav 2001 til 2009 tilhører det fiktive dekket og stiver bruens kun for horisontale krefter. De vil derfor ikke bli sett nærmere på. Stav 1001 til 1010 har derimot sentral funksjon i konstruksjonen, og en utnyttelse på 2% kan tyde på at noe ikke er som det skulle vært. Her skyldes den lave utnyttelsen hovedsakelig måten trafikklasterne er påført Robot-modellen, nemlig som linjelaster og punktlaster langs strekkbånd-bjolkene. Dette lastbildet er ikke helt nøyaktig, og det er derfor valgt at tverrbjolkene i tillegg til Robot skal dimensjoneres for hånd. Forutsetninger for kontrollberegning og resultat er presentert i kapittel 5.4.2.

Member	Section	Material	Ratio	Case
1009 Simple member_1009	HEB 200	S355	0.02	112 ULSb vindsug
1007 Simple member_1007	HEB 200	S355	0.02	111 ULSb vindtrykk
2004 Simple member_2004	HEB 120	S355	0.03	110 ULSb bil ende
1008 Simple member_1008	HEB 200	S355	0.03	111 ULSb vindtrykk
2008 Simple member_2008	HEB 120	S355	0.03	109 ULSb bil midt
2003 Simple member_2003	HEB 120	S355	0.03	111 ULSb vindtrykk
1006 Simple member_1006	HEB 200	S355	0.03	111 ULSb vindtrykk
2009 Simple member_2009	HEB 120	S355	0.03	111 ULSb vindtrykk
1005 Simple member_1005	HEB 200	S355	0.03	111 ULSb vindtrykk
1003 Simple member_1003	HEB 200	S355	0.03	112 ULSb vindsug
1004 Simple member_1004	HEB 200	S355	0.04	111 ULSb vindtrykk
1002 Simple member_1002	HEB 200	S355	0.04	111 ULSb vindtrykk
1001 Simple member_1001	HEB 200	S355	0.04	112 ULSb vindsug
1010 Simple member_1010	HEB 200	S355	0.05	111 ULSb vindtrykk
2002 Simple member_2002	HEB 120	S355	0.05	111 ULSb vindtrykk
2001 Simple member_2001	HEB 120	S355	0.07	111 ULSb vindtrykk
2007 Simple member_2007	HEB 120	S355	0.07	112 ULSb vindsug
2005 Simple member_2005	HEB 120	S355	0.10	112 ULSb vindsug
2006 Simple member_2006	HEB 120	S355	0.14	112 ULSb vindsug

Figur 35: Oversikt over stavene med utnyttelsesgrad under 15%

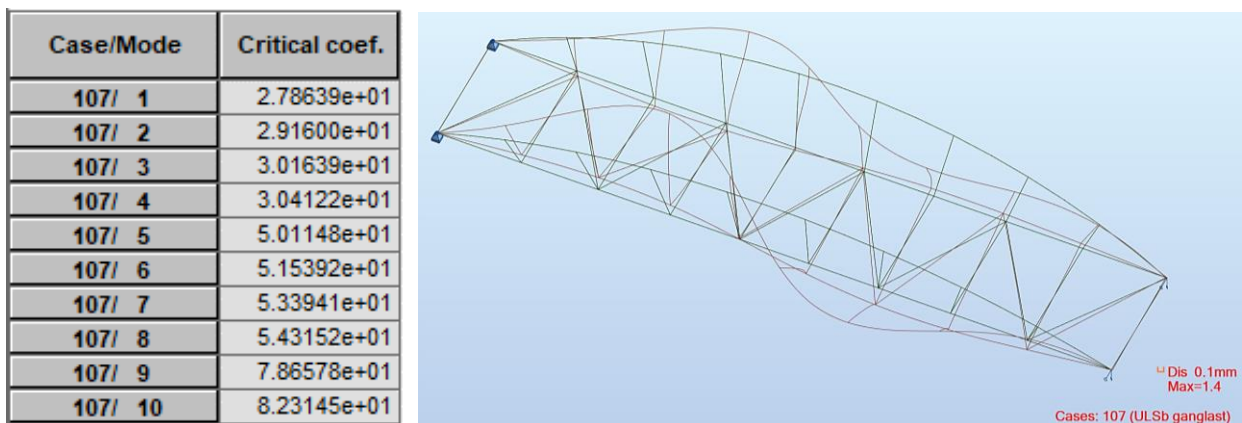


Figur 36: Beliggenhet av stavene med utnyttelsesgrad under 15%

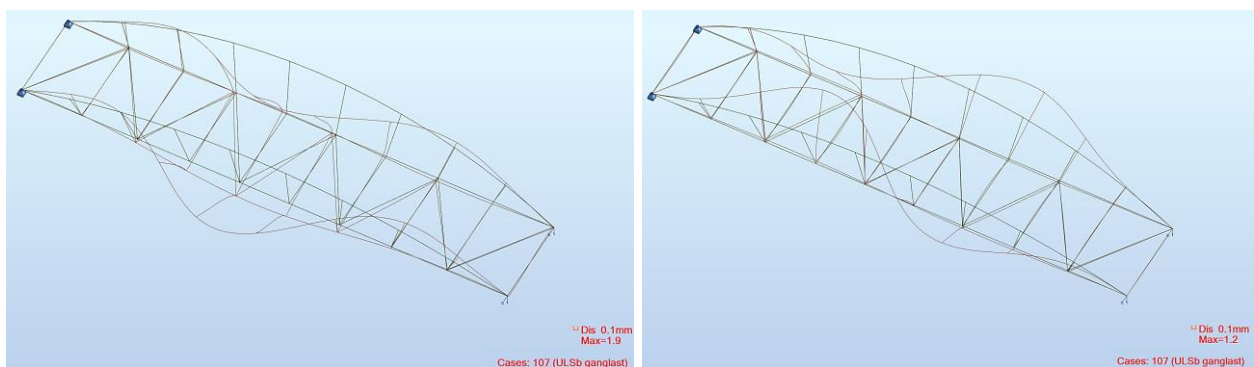
Knekkanalyse

I Robot er det mulig å utføre lineariserte knekkingsberegninger. Programmet beregner både knekkfaktorer, kritisk last og kritisk lengde for betraktede konstruksjonselementer. Som angitt i kapittel 2.3.3, kan en se bort fra andre ordens effekter dersom knekkfaktoren $\alpha_{cr} \geq 10$. Den laveste knekkfaktoren foreslår lavest knekkform, som vanligvis blir dimensjonerende.

I bruene er det buen som er utsatt for trykk. Resultatene av statisk analyse presentert i forrige kapitlet viser at for buen er jevnt fordelt trafikklaster dimensjonerende. Det er derfor valgt å gjennomføre en knekkanalyse for lastkombinasjon *ULSb ganglast*. Resultatet gir lavest knekkfaktor lik 27.86 med tilsvarende 1. knekkform som vist i figur 37. Videre er 2. og 3. knekkform vist i figur 38.



Figur 37: Resultat av lineær knekkanalyse i Robot - knekkfaktorer og 1. knekkform



Figur 38: Resultat av lineær knekkanalyse i Robot - 2. og 3. knekkform

Et mer detaljert resultat for den mest påkjente trykkstaven, stav 26, er hentet fra Robot og vist i figur 39. Den kritiske knekk lengden her er 4.41 m både for knekking i bueplanet og for sideveis knekking.

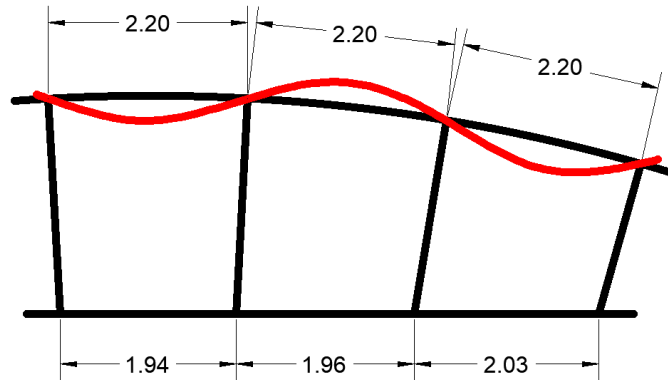
Member/Case/Mode	Critical coef.	Critical force (kN)	Buckling length-Y (m)	Buckling length-Z (m)
26/ 107/ 1	2.78639e+01	9651.35	4.41	4.41
26/ 107/ 2	2.91600e+01	10100.28	4.31	4.31
26/ 107/ 3	3.01639e+01	10448.01	4.24	4.24
26/ 107/ 4	3.04122e+01	10534.02	4.22	4.22
26/ 107/ 5	5.01148e+01	17358.48	3.29	3.29
26/ 107/ 6	5.15392e+01	17851.87	3.24	3.24
26/ 107/ 7	5.33941e+01	18494.36	3.19	3.19
26/ 107/ 8	5.43152e+01	18813.41	3.16	3.16
26/ 107/ 9	7.86578e+01	27245.05	2.62	2.62
26/ 107/ 10	8.23145e+01	28511.65	2.57	2.57

Figur 39: Detaljert resultat av knekkanalyse for den mest påkjente trykkstaven, stav 26

Som en kontroll av resultatet fra Robot er knekk lengden ut av planet beregnet ved å benytte Eulerlast-formelen og løse «ligningen» med hensyn på L_k . Hvis en setter inn opptrædende trykkraft ganget med knekkfaktoren på 27.86 istedenfor kritisk last i uttrykket for N_{cr} , vil en få knekk lengden. Siden aksialkraften varierer langs buen, er den laveste kraften tatt med, da den vil gi størst L_k . Trykkraften tilsvarer 344.16 kN og er hentet ut fra Robot for lastkombinasjon *ULSb ganglast*. Utregningen utført i Mathcad gir en knekk lengde på 4.42 m, som er tilnærmet lik verdien beregnet i Robot for 1. knekkform. Med andre ord har programmet regnet riktig.

En knekk lengde på 4.41 m for knekking ut av bueplanet kan likevel anses å være til usikker side. Robot-modellen, slik den er oppbygd, er kontinuerlig i alle knutepunkter, men det er kun en idealisering, da stive knutepunkter forekommer sjeldent i virkeligheten. På grunn av dette usikkerhetsmomentet er det valgt å forsøke å beregne buens knekk lengder for hånd, og deretter legge disse inn i programmet manuelt.

For knekking i planet er det sett bort fra buens kurvatur og antatt rette staver mellom knutepunktene. Disse stavene kan knekke opp og ned, som vist i figur 40, og knekk lengden er derfor satt lik avstanden mellom knutepunktene langs buen, 2.2 m.



Figur 40: Illustrasjon av knekking av buen i planet (figur laget i AutoCAD)

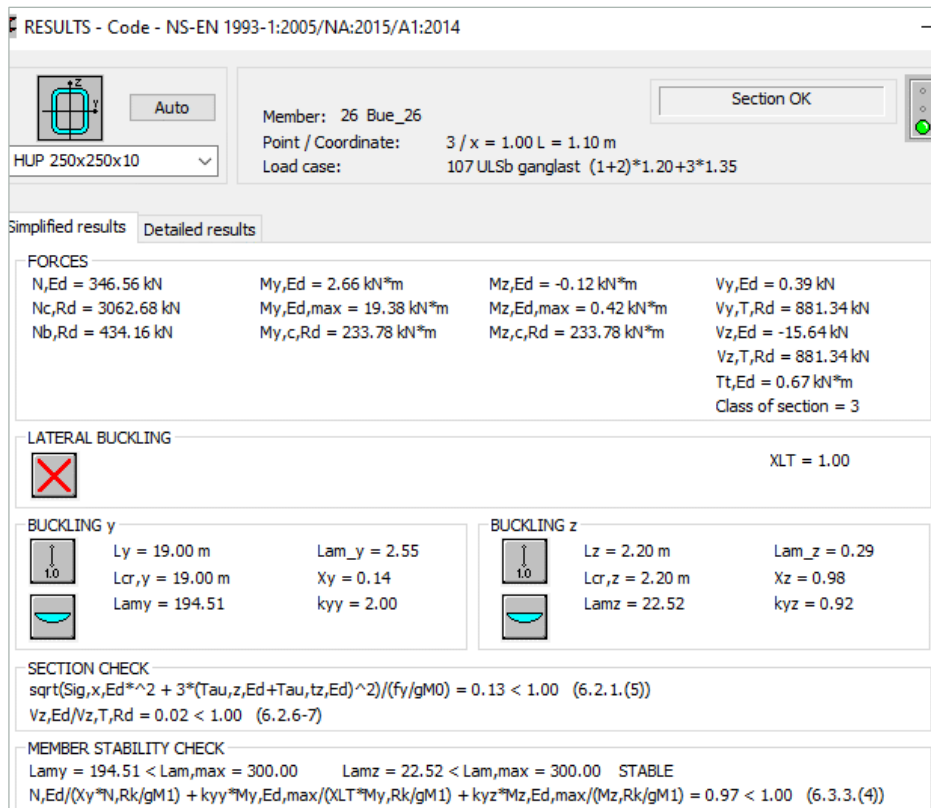
For beregning av knekk lengde ut av planet er det brukt NS-EN 1993-2 [51]. Tillegg D, pkt. D.3.3(2) angir formel for beregning av en knekk lengdefaktor β som etter multiplisering med buens projiserte lengde l vil gi knekk lengden. Formelen gjelder for frittstående sirkulære buer med radiell belastning og er som følger:

$$\beta = \pi \cdot r \cdot \alpha_r \cdot \frac{\sqrt{\pi^2 + \alpha_r^2 \cdot K}}{l \cdot (\pi^2 - \alpha_r^2)}$$

der r er sirkelens radius, α_r er buens åpningsvinkel i radianer og $K = \frac{E \cdot I_z}{G \cdot I_T}$. Ved å benytte formelen er det beregnet en knekk lengde på 23.9 m.

Etter en vurdering av resultatet og en samtale med veileder og faglærer, er knekk lengden for knekking ut av planet satt lik buens systemlengde, det vil si 19 m. Grunnen til å velge en lavere knekk lengde enn det som er beregnet på grunnlag av Eurokoden er at trykkraften varierer lineært langs buen, noe som anses å ha en gunstig effekt på buens stabilitet. I tillegg er det vanskelig å se at knekk lengden overgår lengden på buen.

Valgte verdier for knekk lengdene er videre lagt inn i Robot. Figur 41 viser et utdrag fra resultat av kapasitetsberegning av buens mest kritiske stav, stav 26. Her er det blant annet oppgitt hvilke verdier som er brukt.



Figur 41: Utdrag fra resultat av kapasitetsberegning av buens mest kritiske stav, stav 26

Videre er staven beregnet for hånd som en kontroll på at verdiene presentert i figuren ovenfor stemmer. Siden staven er utsatt for kombinert bøyning og trykkraft, skal stavens stabilitet påvises etter NS-EN 1993-1-1 [17], punkt 6.3.3(4). Interaksjonsformlene som gjelder for momentpåkjennte trykkstaver er gitt ved:

$$(6.61): \frac{N_{Ed}}{\chi_y \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{yz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

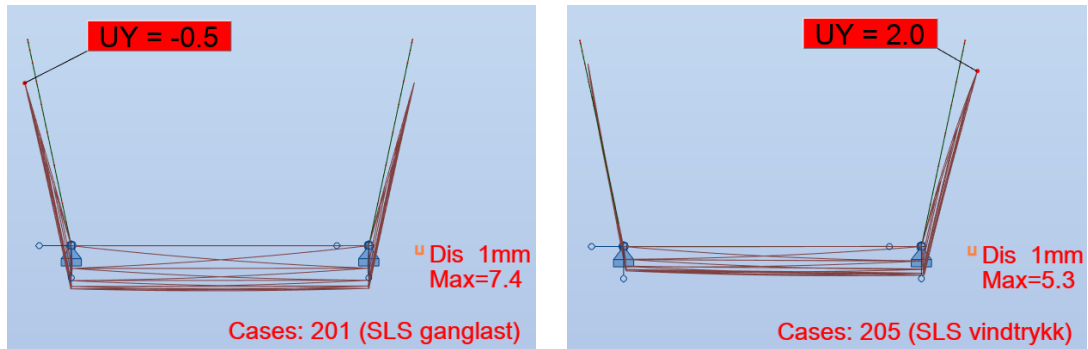
$$(6.62): \frac{N_{Ed}}{\chi_z \cdot \frac{N_{Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zy} \cdot \frac{M_{y,Ed} + \Delta M_{y,Ed}}{\chi_{LT} \cdot \frac{M_{y,Rk}}{\gamma_{M1}}} + k_{zz} \cdot \frac{M_{z,Ed} + \Delta M_{z,Ed}}{\frac{M_{z,Rk}}{\gamma_{M1}}} \leq 1.0$$

I formelene er χ_y og χ_z reduksjonsfaktor for knekking, mens χ_{LT} er reduksjonsfaktor for vipping. For tverrsnittsklasse 3 eller høyere kan en se bort fra tilleggsmomentene $\Delta M_{y,Ed}$ og $\Delta M_{z,Ed}$. For beregning av interaksjonsfaktorene k_{yy} , k_{yz} , k_{zy} , k_{zz} som ingår i ligningene, er det benyttet Metode 2 og tabellene som ligger i tillegg B i standarden. Samme dimensjoneringsmetoden er brukt i Robot. Resultat fra håndberegningen gir en utnyttelse av staven på 95 % ved bruk av ligning 6.61, som er veldig nær verdien beregnet i Robot, og dermed tilfredsstillende.

Relevante utregninger til dette kapittelet er vist i Vedlegg C1 og C2.

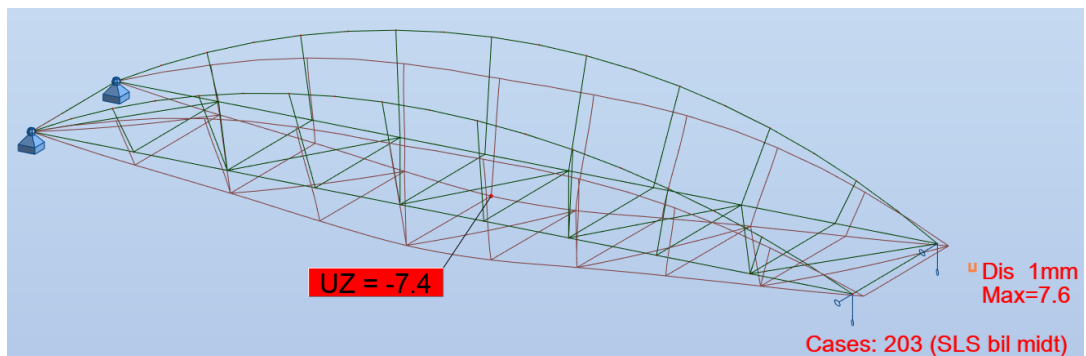
5.1.5 Bruksgrense

Det er kun sett på forskyvinger ved dimensjonering i bruksgrensetilstand. Resultat for globale deformasjoner viser at geometrien uten avstivere i toppen ikke gir problemer. På figur 42 kan en se at fagverkernes utbøyning er akseptabelt.



Figur 42: Utbøyning av fagverkene i SLS

Den største nedbøyningen forårsaket trafikklaster er 7.4 mm og finner sted midt i spennet (figur 43). Resultatet ligger godt innenfor gjeldende krav på $\frac{L}{350} = \frac{19000\text{mm}}{350} = 54.3\text{ mm}$ for trafikklaster alene, dermed er nedbøyningskarvet til bruens overholdt. Nedbøyning på grunn av egenvekt er 3.8 mm, og det anses derfor ikke som nødvendig å bygge bruens overhøyde.



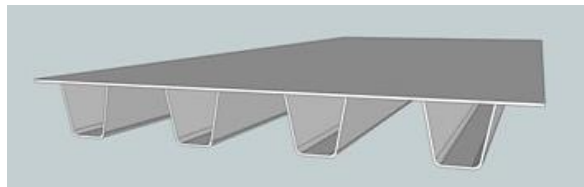
Figur 43: Nedbøyning av bruens i SLS

Bruens har glidelagre på den ene siden, og blir derfor prosjektert med en ekspansjonsfuge som vil kunne ta opp bevegelser i lengderetning. I Robot er den største horisontale forskyvningen på grunn av statisk last beregnet til 2.6 mm. Deformasjoner på grunn av termiske påvirkninger i bruens lengderetning er beregnet for hånd og er henholdsvis 9.1 mm temperaturutvidelse og 7.5 mm sammentrekning ved temperaturfall. Fugebredden må således være minimum 15 mm.

5.2 Brudekke

Det er først tenkt å bruke et samvirkedekke bestående av en korrugert stålplate og påstøp. Senere ble dette alternativet betraktet som både upraktisk og uhensiktsmessig på grunn av økt tykkelse, som følge av krav til minimal betongoverdekning ($\geq 65\text{mm}$ for bruer) og nødvendig dordiameter til kantbøylene. Bruen er derfor prosjektert med ståldekke istedenfor.

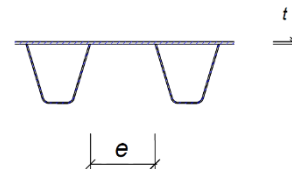
NS-EN 1993-2 [51], pkt. C.1.2.2(1) angir krav til dimensjonering og konstruktiv utforming av ståldekker i gangbruer. Designkravene tar utgangspunkt i ortotropt dekke med langsgående stivere, som er forutsatt belastet med tjenestekjøretøy. Figur 44 viser hvordan et ortotropt dekke med lukkede stivere kan se ut.



Figur 44: Illustrasjon på hvordan et ortotropt dekke med lukkede stivere kan se ut [52]

Standardens minstekrav til dekkeplatetykkelsen og stivere er som følger:

- Avstand mellom stivere: $e \leq 600\text{ mm}$
- Dekkeplatetykkelsen: $t \geq 10\text{ mm}$ og $e/t \leq 40$
- Tykkelsen av stiveren: $t_{\text{stiff}} \geq 6\text{ mm}$



I utgangspunkt i disse parametere er det valgt en platetykkelse på 10 mm. Dette gir en avstand mellom stivere $e \leq 400\text{ mm}$. En senteravstand mellom stivere på 450 mm er dermed antatt som tilstrekkelig. Det er videre valgt at platen skal understøttes av standard hulprofiler.

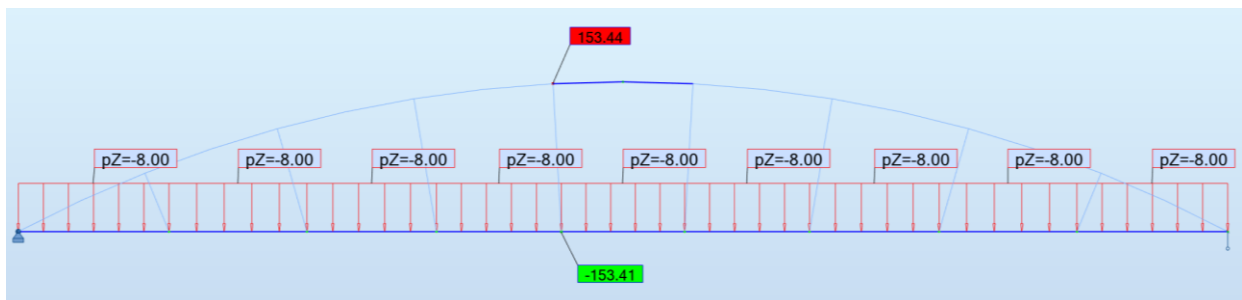
Dimensjonering av disse profilene er utført i bruddgrensetilstand. Beregningsmodellen som er benyttet er fritt opplagt bjelke med enkel punktlast midt på, og det er antatt at en stiver tar opp 75% av hjullasten alene. Beregningen resulterer i et rektangulært tverrsnitt HUP 120x80x8, se Vedlegg C3. Minimumskravene anses med dette å være oppfylt, og det er derfor ikke nødvendig med ytterligere kontroller [51;53, s. 99].

Overside av dekkeplaten skal påføres friksjonsbelegg. Vibrasjoner kan potensielt oppstå i dekkekonstruksjonen samtidig med ganglast, men dynamiske lastvirkninger er ikke vurdert i denne oppgaven.

5.3 Håndberegninger

5.3.1 Verifisering av modell

Ved bruk av analyseverktøy som Robot, skal resultatene fra programmet verifiseres. Dette gjøres ved hjelp av håndberegninger for å sikre at programmet og modellen fungerer som forventet. Det er valgt å kontrollere aksialkreftene som oppstår i over- og undergurten av fagverket med påført kun ganglast. Fagverket er derfor blitt forenklet til en fritt opplagt bjelke. Håndberegningen er utført ved å regne ut bøyemomentet som oppstår midt i spennet. Momentet tas opp som et kraftpar i gurtene. Resulterende strekk- og trykkraft blir 150.4 kN (se Vedlegg C4). Resultat av Robot-modellen er vist på figur 45. En sammenligning av kreftene gir avvik på 2%. Beregningene utført i Robot anses derfor som troverdige.



Figur 45: Aksialkrefter beregnet i Robot med påført kun karakteristisk ganglast

5.3.2 Tverrbjelker HE200B

For å dobbeltsjekke utnyttelsesgraden beregnet med Robot, blir tverrbjelkene i tillegg kontrollert for hånd i Mathcad. Utregningen ligger i Vedlegg C5.

Antatt statisk system er fritt opplagt bjelke med spennvidde 3.40 m. Dette er en analytisk forenkling som ellers er i konservativ retning. Dimensjonerende last er last fra tjenestekjøretøy. Den største aksellasten og bremselast er ugunstigst plassert som to punktlaster langs bjelken. Bjelkens egenlast, samt egenlast fra stålplate og platens understøtte er medtatt i beregningen.

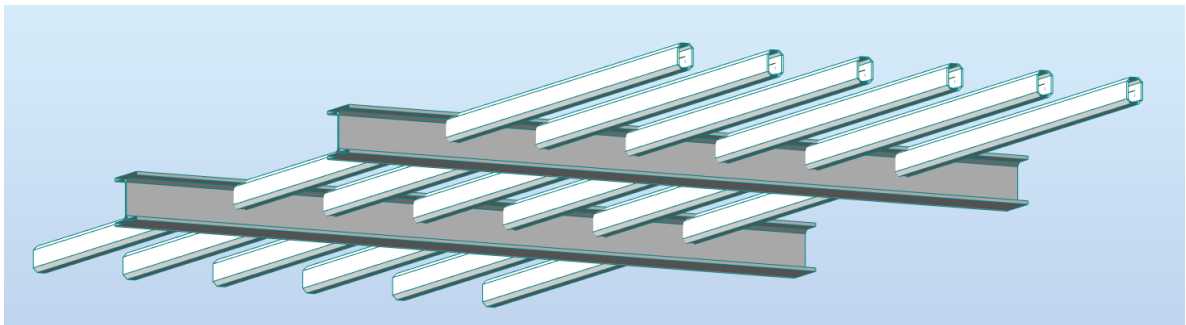
I og med tverrbjelkene er avstivet av brudekket, er knekking om svak akse ikke aktuelt.

Tverrbjelkene kan potensielt knekke opp og ned. Etter NS-EN 1993-1-1 [17], punkt 6.3.1.2(4), kreves det ikke påvisning av knekking dersom $N_{Ed}/N_{cr} \leq 0.04$. På grunn av lav trykklast i

bjelkene antas dette å være oppfylt, og knekking er derfor ikke undersøkt nærmere. Vipping av trykkpåkjent flens kan eventuelt oppstå ved vindsug i tilfelle kun vind på bruene, altså uten trafikklast. En enkel overslagberegning viser at det ikke er nødvendig med vippekontroll, da forholdet mellom dimensjonerende moment og kritisk vippemoment er mindre enn begrensingsfaktoren $\bar{\lambda}_{LT,0}$ som er satt lik 0.4 [17, s. 63].

Kapasitetskontrollen er utført etter NS-EN 1993-1-1 [17], ligning 6.2 og viser en utnyttelse på 1.12, som innebærer at bjelkens kapasitet er overskredet. Til sammenligning er den største utnyttelsesfaktoren fra Robot-modellen 0.05. Dette tyder på påliteligheten til et resultat fra beregningsprogrammer som Robot avhenger av blant annet riktig lastoppsett, og det er derfor ofte hensiktsmessig med en rimelighetskontroll og vurdering av antakelser som er gjort.

For å forsikre tilstrekkelig kapasitet til tverrbjelkene, er tverrsnittet HE200B byttet ut med HE220B. En høyere bjelke gir også mer plass til sveising av de langsgående stiverne (figur 46). Det er ikke gjennomført ytterligere kontroll for hånd av HE220B-bjelkene, da løsningen anses å være noe konservativ og dermed til sikker side.



Figur 46: Illustrasjon av hvordan tverrbjelker og langsgående stivere ligger i forhold til hverandre

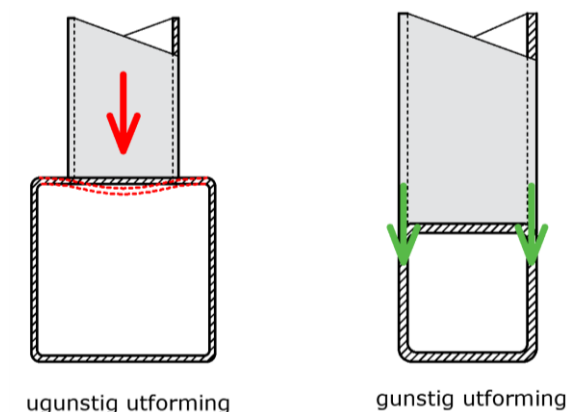
5.3.3 Knutepunkter

På grunn av Vierendeel fagverksmodellen er fagverkens knutepunkter forutsatt momentstive, som betyr at de har tilstrekkelig rotasjonsstivhet og klarer å overføre momentene. I virkeligheten vil et sveist knutepunkt mellom hulprofiler med ulik høyde ofte betraktes som leddet [54, s. 10]. NS-EN 1993-1-8 [55] som er benyttet til dimensjonering av knutepunkter gir ikke fremgangsmåte for beregning av rotasjonsstivhet til hulprofiler. Det finnes likevel faglitteratur [56] som hevder at knutepunkter sammensatt av like store hulprofiler, samtidig som gurten har et

lavt slakhetsforhold ($\frac{\text{bredde}}{\text{godstykkelse}} \leq 16$), kan nesten oppnå full stivhet. Dersom slakhetsforholdet er over 16, betraktes knutepunktet som delvis bøyingsstivt [56, s. 59].

Siden bruen er relativt liten, er det ikke nødvendig med kraftige tverrsnitt som oppfyller kravet om lavt slakhetsforhold, og fagverksknutepunktene vil regnes som delvis momentstive. Dette kan eventuelt medføre en større forskyvning i konstruksjonen enn det som blir beregnet med stive knutepunkter. Robot-modellen er imidlertid ikke endret, da antakelsen om bøyestive knutepunkter anses å gi en høyere utnyttelse på knutepunktene, og dermed resultater til sikker side.

Når et knutepunkt konstrueres, er det viktig å sørge for at kraftoverføringen mellom komponentene foregår på en effektiv måte. Dette illustreres i figur 47. I oppgavens sammenheng kan dette bety at brukomponentenes tverrsnittsdimensjoner er mest mulig kompatible.



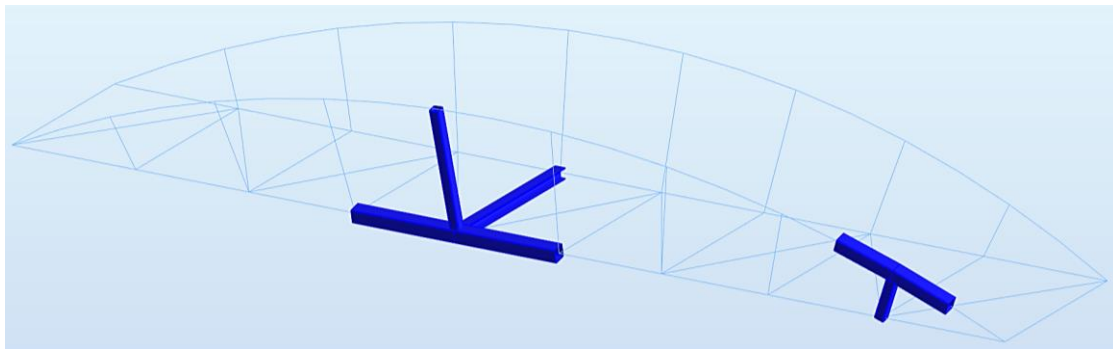
Figur 47: Eksempel på ugunstig og gunstig utforming av knutepunkt med hensyn på kraftoverføring (figur laget i AutoCAD)

Dimensjonering av knutepunkter er ofte en iterasjonsprosess som innebærer å kontrollere mulige bruddformer, og så finne et optimalt tverrsnitt til staverne som danner knutepunkt. Da trenger en de dimensjonerende snittkrefter eller spenninger. I og med at ikke alle mulige laster og lastkombinasjoner er blitt vurdert, er det valgt å dimensjonere knutepunktene påsatt de største kreftene, som ellers opptrer i forskjellige staver.

Konstruksjonsdelene i bruen skal sammenføres med sveis. Ifølge NS-EN 1993-1-8 [55], pkt. 7.2.2(5), har et knutepunkt med godt utformet sveiser vanligvis større kapasitet for strekk enn for trykk, men den dimensjonerende kapasiteten baseres likevel på innfestede stavenes trykkapasitet.

Denne kapasiteten påvirkes av flere forhold, blant annet type knutepunkt, belastningsforhold samt stavenes geometri og dimensjoner [57, s.27]. Når det gjelder knutepunkttyper, har bruene både Y- og T-knutepunkter, men ved beregning av kapasitet er det antatt at alle knutepunktene er T-formet. I et T-knutepunkt står staven normalt på hverandre, og den innfestede staven får derfor hele aksialkraften. Antakelsen er ikke nødvendigvis konservativt da i et Y-knutepunkt kommer en del av aksialkraften i form av skjær, men dette er hensyntatt i kontrollene.

Figur 48 nedenfor viser de to mest påkjente knutepunktene i bruene. Knutepunktet fagverksstag-bue er vanlig Y-knutepunkt, mens det andre er en sammensetning av Y-knutepunkt (fagverksstag-undergurt) og T-knutepunkt (tverrbjelke-undergurt) som for enkelhets skyld blir behandlet hver for seg.



Figur 48: De to mest påkjente knutepunktene i bruene

På grunn av forutsetningen om momentstivhet, er alle knutepunkter kontrollert for kombinert bøyning og aksialkraft etter NS-EN 1993-1-8 [55], ligning 7.4, som er gitt ved:

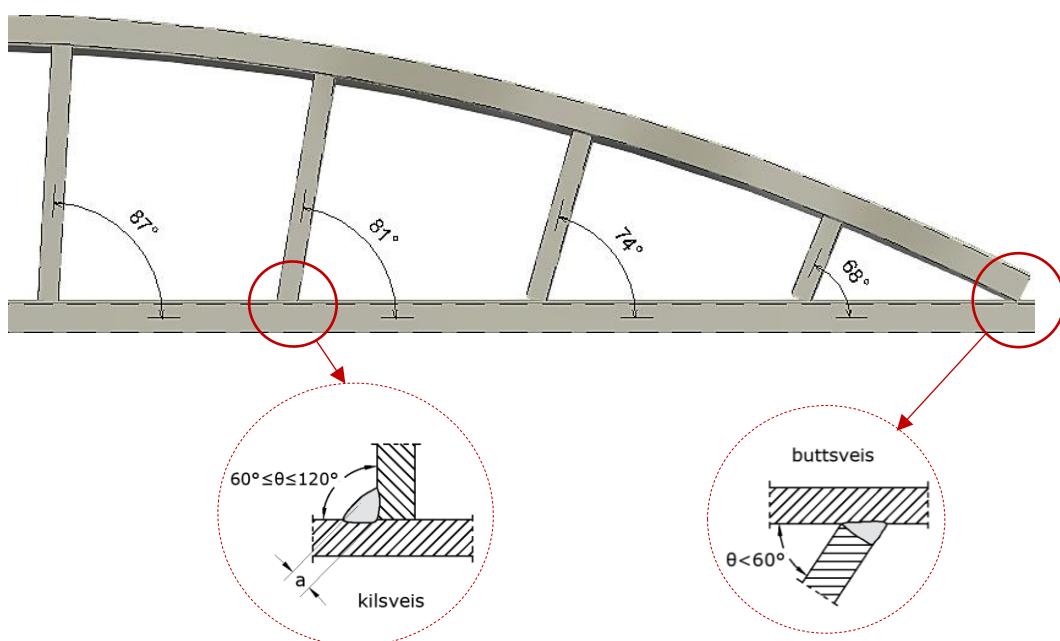
$$(7.4): \frac{N_{i,Ed}}{N_{i,Rd}} + \frac{M_{ip,i,Ed}}{M_{ip,i,Rd}} + \frac{M_{op,i,Ed}}{M_{op,i,Rd}} \leq 1.0$$

Her er $N_{i,Rd}$ dimensjonerende kapasitet for aksialkraft i hulprofilet, $M_{ip,i,Rd}$ er momentkapasitet i fagverksplanet, og $M_{op,i,Rd}$ er momentkapasitet normalt på fagverksplanet. For å bestemme de dimensjonerende kapasitetene er flere bruddformer undersøkt. Utførte Mathcad-håndberegninger resulterer i at tverrsnittet til fagverksstagene økes fra HUP 180x180x6,3 til HUP 220x220x6,3, for å forsikre bedre kraftoverføring og kapasitet til knutepunktene mot både undergurt og bue. Resultat for knutepunkt tverrbjelke-undergurt viser at gurtens godstykkelse må økes fra 8 mm til 10 mm, samt at det er behov for lokal forsterkning av gurtens flens ved opplegg. Knutepunkter fagverksstag-bue og overgangen mellom bue og undergurt har god kapasitet med henholdsvis 51% og 34% utnyttelse. For fullstendige beregninger av kapasitet, se Vedlegg C6.

Kapasitet av sveiser

For beregning av sveiskapasitet er det benyttet Forenklet metode etter NS-EN 1993-1-8 [55], pkt. 4.5.3.3. Den forenklede metoden forutsetter at kilsveis skal brukes for å forbinde konstruksjonsdelene. Håndbok N400 [15] setter videre krav om at kraftoverførende kilsveis skal prosjekteres med a-mål på minst 4 mm ved platetykkelser ≤ 25 mm. For å finne nødvendige a-mål, er det forutsatt at sveisene skal gjøres jevnsterke med profilene. Siden lastene som virker på konstruksjonen varierer både i størrelse og plassering, vil alle knutepunktene som forbinder samme type elementer sveises med samme a-mål.

Knutepunktene i bruene har relativt enkle innfestningsdetaljer. De fleste brukomponentene som skal sveises sammen er skrå i forhold til hverandre, men vinklene som de danner ligger innenfor tillatte grenser, som er $\theta = (\text{min } 60^\circ, \text{max } 120^\circ)$ (se figur 49). Ett unntak er overgangen mellom undergurt og bue hvor vinkelen er 28° . På grunn av den spisse vinkelen, må denne sveisen utføres som buttsveis med full gjennomsveising. Det settes ikke krav for kapasitetsberegning for slike sveiser da sveisens kapasitet antas å være lik kapasiteten til den svakeste delen i forbindelsen, med forutsetningen at kapasiteten til sveisematerialet er større enn stålets sin kapasitet [55].



Figur 49: Verdier på vinklene i fagverket og type sveis etter vinkelstørrelse (figur laget i AutoCAD)

Resultatet av foretatt sveiseregning er at alle knutepunktene i fagverket sveises med a-mål lik 8 mm, forbindelsen tverrbjelke mot undergurt sveises med a-mål lik 7 mm, mens overgangen undergurt-bue utføres med buttsveis med full gjennombrenning. All sveis føres kontinuerlig rundt hele profilet. Beregning på sveis vises i Vedlegg C6 under respektive knutepunkt.






5.4 Oppsummering

De endelige tverrsnittsdimensjoner til bruene er funnet gjennom design-iterasjoner. Tabell 5 viser en oversikt over profilene som er ansett som mer passende for konstruksjonen.

Tverrsnitt, stål	Komponent	Stav nummer
HUP 250x250x10	undergurt	1-9 og 101-109
HUP 250x250x10	bue	10-27 og 110-127
HUP 220x220x6,3	fagverksstag	28-35 og 128-135
HE220B	tverrbjelke	1001-1010
HUP 120x80x8	langsgående stiver	1011-1064

Tabell 5: Endelige tverrsnitt til stålbruene

Systemet er kontrollert på nytt i Robot i både brudd- og bruksgrense. Resultatene viser at fastsatte krav til kapasitet og nedbøyning fortsatt er oppfylt med størst utnyttelse på 0.92 (figur 50) og nedbøyning lik 9.2 mm.

Member	Section	Material	Ratio ▲	Case
126 Bue_126	 HUP 250x250x10	S355	0.92	107 ULSb ganglast
111 Bue_111	 HUP 250x250x10	S355	0.92	107 ULSb ganglast
11 Bue_11	 HUP 250x250x10	S355	0.92	107 ULSb ganglast
26 Bue_26	 HUP 250x250x10	S355	0.92	107 ULSb ganglast
125 Bue_125	 HUP 250x250x10	S355	0.88	107 ULSb ganglast

Figur 50: Utnyttelsesgrad av stålbruene, sluttresultat etter optimalisering av tverrsnitt

6 Dimensjonering av bruoverbygning – aluminium

6.1 Analyse i Robot Structural Analysis

For analyse av aluminiumalternativet er det brukt samme beregningsmodellen som for stål. Det er i utgangspunktet kun materialer og tverrsnitt som er endret i modellen.

6.1.1 Materialer og tverrsnitt

Det er kommet fram til å velge aluminium av legering 6082-T6 på grunn av dens gode korrosjonsbestandighet og sveisbarhet. Figur 51 viser den kjemiske sammensetningen med største og minste innholdsgrenser av de ulike grunnstoffene for legeringen. Ettersom det er en legering av 6000-serien, vil dermed silisium og magnesium være hoved-legeringselementene. Her vil magnesiumet forbedre styrken, sveisbarheten og korrosjonsbestandigheten og silisiumet forbedre stivheten [58, s. 6].

	Si	Fe	Mg	Mn	Cu	Ti	Zn	Cr
Min.	0.70	-	0.60	0.40	-	-	-	-
Max.	1.30	0.50	1.20	1.00	0.10	0.10	0.20	0.25

Figur 51: Innholdsgrenser for grunnstoffer i 6082-legeringen [58]

Legeringen har en flytespenning på 260 N/mm² og en strekkfasthet på 310 N/mm². NS-EN 1999-1-1 [30], tabell 3.2b viser blant annet hvordan flytespenningen vil endre seg på grunn av HAZ-reduksjon for ulike aluminiumslegeringer. For 6082-T6 vil flytespenningen reduseres fra 260 N/mm² til 125 N/mm². I tillegg har legeringen en bruddforlengelse på 10%, fra samme tabell.

I Robot er flytespenningen til aluminium satt til 260 N/mm², det vil si at programmet vil regne med denne styrken uten å ta hensyn til den varmepåvirkede sonen (HAZ). Materialfaktorene for aluminiumskonstruksjoner er også lagt inn i programmet manuelt. Faktorene er hentet fra NS-EN 1999-1-1 [30] og er som følger:

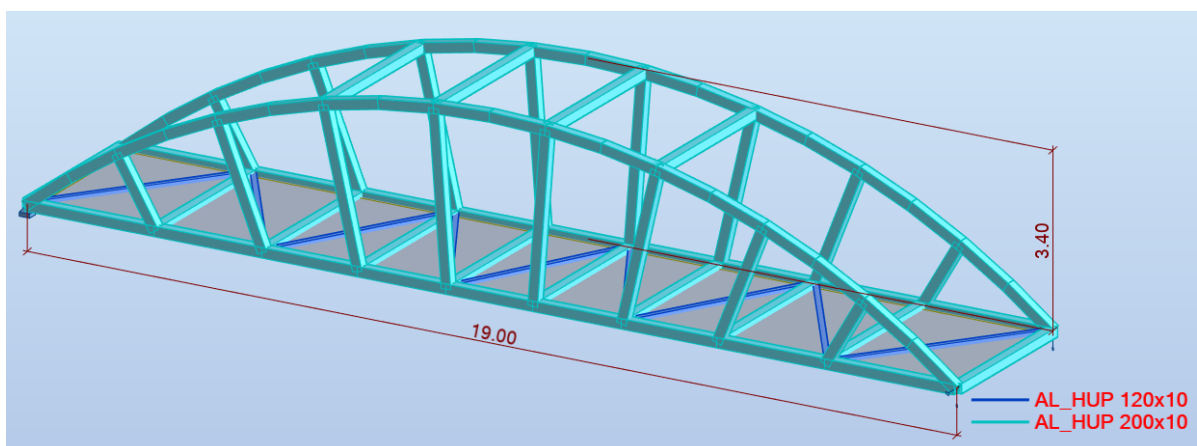
- $\gamma_{M1} = 1.10$ $\gamma_{M2} = 1.25$ $\gamma_{Mw} = 1.25$

Tverrsnittet til bruen er valgt ut fra aluminiumprofiler tilgjengelige på markedet, blant annet det største firkantrør som kan ekstruderes. Siden utvalget er noe begrenset på grunn av begrenset størrelse på ekstruderte profiler, er alle brukomponentene av samme profil, nemlig XFR200x200x10 fra Hydal Aluminium. I Robot er dette tverrsnittet definert ved å benytte funksjonen *New Section – Parametric*, og betegnet som AL_HUP 200x10.

6.1.2 Nødvendige endringer i modell

Som tidligere nevnt er bruen avhengig av egenlast for å motvirke vindlast i positiv Z-retning. Dette gjelder spesielt for aluminiumbruen på grunn av dens lave egenvekt. Siden betongdekke ikke er egnet til bruen, er det hensiktsmessig å bruke asfaltbelegning for å få ekstra vekt. Belegningslasten er hentet fra Håndbok N400 [15], tabell 5.2 og er 2 kN/m^2 . Det er videre antatt at egenlasten fra belegning, dekke og rekkverk til sammen utgjør en areallast på 2.8 kN/m^2 .

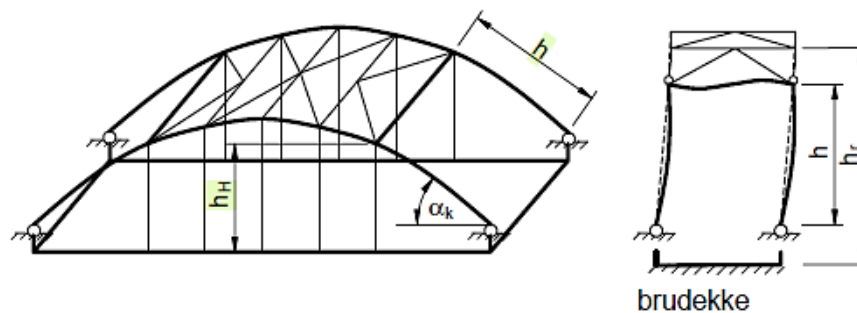
Utførte kontroll av utnyttelsesgrad i Robot viser at buen ikke har tilstrekkelig knekk-kapasitet. Det er derfor valgt å «konstruere» problemet bort ved å stive av fagverkene i toppen. Dette forutsetter å øke buenes pilhøyde for å forsikre tilstrekkelig fri høyde for at tjenestekjøretøy skal kunne passere under avstivingen. Den nye høyden er satt til 3.40 m, mens fagverkene er rettet opp til vertikalstilling. Den endelige utformingen av aluminiumbruen er vist i figur 52.



Figur 52: Endelig utforming av aluminiumbruen

6.1.3 Knekk lengder

For knekking i planet er det benyttet knekk lengde lik avstanden mellom knutepunktene langs buen, som etter endringene er lik 2.28 m. For knekking ut av planet er situasjonen annerledes i forhold til stålbruen, da tverravstivningen reduserer knekk lengden ved å gi buen flere innspenningspunkter. Sideveis knekking kan i dette tilfelle påvises gjennom stabilitetspåvisning av portalrammen på bruen (figur 53). Her er det benyttet metoden vist i NS-EN 1993-2 [51], pkt. D.3.4.



Figur 53: Eksempel på knekking av portalrammen i en buebru [51]

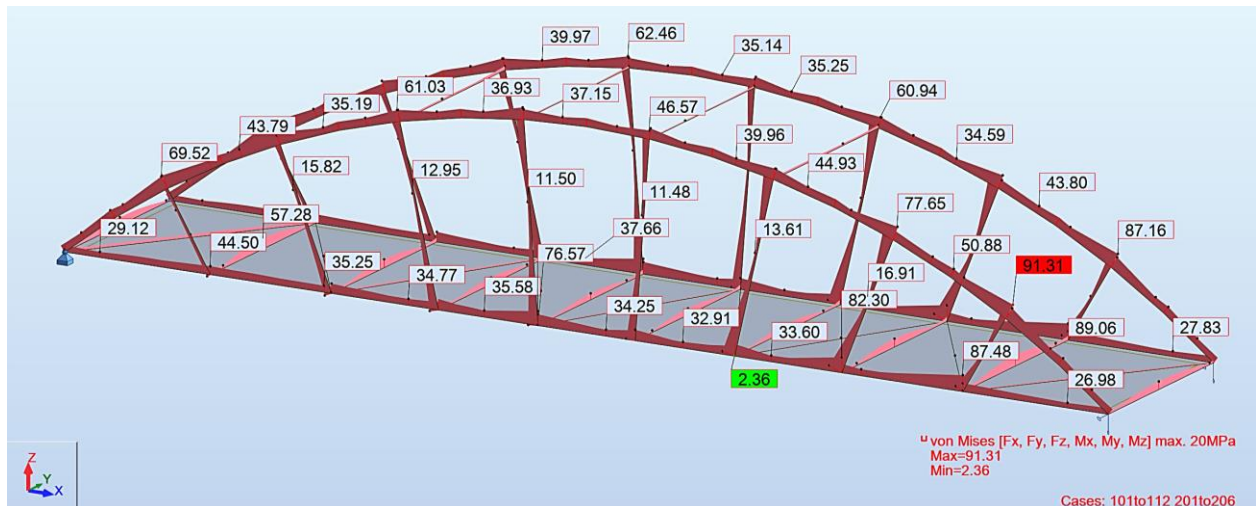
Knekk lengden for knekking ut av planet er beregnet til 5.1 m. Fremgangsmåten vises i Vedlegg D1. Likevel er det valgt å sette knekk lengden lik 6.8 m, som tilsvarer den uavstivete delen av buen. Dette fordi aluminium har lavere E-modul enn stål, og er dermed mer utsatt for knekking.

6.1.4 Von Mises spenningskontroll

Mange høystive aluminiumlegeringer brukt i konstruksjoner har en strekkfasthet til flytegrenseforhold på 1.2 til 1.3, som angir at det er en kort elastisk-plastisk deformasjonsfase før brudd. Dette innebærer at aluminiumkonstruksjoner som er utsatt for strekk eller bøyning kan oppleve en plutselig og ukontrollert svikt ved overbelastning [24]. Uventede overbelastninger håndteres vanligvis ved å bruke ulike materialfaktorer ved dimensjonering. Dette sikrer at konstruksjonskomponentene ikke vil nå sin flytegrense under normal drift, og dermed vil deformasjonene være begrenset innenfor det elastiske område.

Von Mises spenningskontroll er en metode for å vurdere om et materiale vil deformere seg elastisk ved en gitt kombinasjon av spenninger. Som en kontroll av hele brukonstruksjonen er det derfor kjørt en Von Mises spenningskontroll i Robot. Med denne kontrollen er det identifisert både de mest påkjente og mindre belastede områder, og resultatene er videre brukt til å vurdere

hvor profilene kan skjøtes. Som regel bør sveiseskjøter helst plasseres bort fra høyt belastede og knekk-kritiske snitt. I den varmpåvirkede sonen (HAZ) rundt sveiser vil materialets styrke reduseres, og for aluminium med godstykkelse på 10 mm, vil utbredelsen av HAZ være 30 mm ut fra enkeltveisens midtlinje [30, s. 61]. For trykkbuen er det derfor gunstig å plassere skjøter i toppen av buen, da spenningene i dette område er lavere (se figur 54), og så midt mellom knutepunkter, da det uansett vil være sveis i knutepunktene også.



Figur 54: Resultat av Von Mises spenningskontroll utført i Robot

Resultatene av kontrollen viser at den største spenningen ved statisk påkjenning ikke overskrider den tillate flytespenningen på $\frac{260 \text{ N/mm}^2}{\gamma_{M1}} = 236 \text{ N/mm}^2$. Det som også er verdt å nevne her er at spenningene i bruene ligger godt under den reduserte flytespenningen på grunn av HAZ på $\frac{125 \text{ N/mm}^2}{\gamma_{M1}} = 113 \text{ N/mm}^2$. Det vil si at konstruksjonen har kapasitet til å dekke styrkesvekkelser på grunn av sveis i knutepunktene, og eventuelt tåle noe større belastning. I tillegg anses dette som gunstig med hensyn til eventuelle reparasjonssveiser. Hvordan påvirkningen blir over tid er derimot vanskelig å si uten vurdering av utmattingslastene, som ikke er regnet på i oppgaven.

6.1.5 Deformasjoner

Utførte bruksgrensekontroller i Robot viser at aluminiumbruens største nedbøyning er lik 23.6 mm, som er innenfor kravet på 54 mm. Total deformasjon i bruens lengderetning er 27.6 mm, der 9.4 mm er fra statisk last og 18.2 mm fra temperaturlast. Dette tilsvarer en fuge for utvidelse ved glidelager på 30 mm.

6.2 Håndberegninger

Manuell kapasitetskontroll

For å verifisere verdiene som Robot har gitt, er det gjort en manuell kontroll for den mest kritiske staven av aluminiumbruen med bakgrunn i NS-EN 1999-1-1 [30]. For at verdiene skal kunne sammenlignes, er det i denne kontrollen ikke tatt hensyn til svekkelser på grunn av HAZ. Kapasitetskontroll av hulprofiler utsatt for kombinert aksialkraft og bøyning om to akser gjennomføres etter punkt 6.3.3.1(3). Følgende krav skal være oppfylt:

$$(6.62): \left(\frac{N_{Ed}}{\chi_{min} \cdot \omega_x \cdot N_{Rd}} \right)^{\psi_c} + \frac{1}{\omega_0} \left[\left(\frac{M_{y,Ed}}{M_{y,Rd}} \right)^{1.7} + \left(\frac{M_{z,Ed}}{M_{z,Rd}} \right)^{1.7} \right]^{0.6} \leq 1.0,$$

der χ_{min} er reduksjonsfaktor for knekking, ω_x er tilleggskrympningsfaktor, ω_0 er faktor for fasthetsreduksjon ved sveising, mens eksponenten ψ_c settes lik 0.8. Her kan en merke seg at både prosedyre og formel for påvisning av stabilitet er forskjellig fra disse for stål, gitt i punkt 6.3.3 i NS-EN 1993-1-1 og vist i kapittel 5.1.4. Forskjellen innebærer måten det tas hensyn til formavvik, samt at ligning 6.62 som gjelder for aluminium (gitt ovenfor) tar hensyn til styrkereduksjon i HAZ.

Håndberegningene resulterer i utnyttelsesgrad på 0.65, mens kapasitetskontrollen utført i Robot gir størst utnyttelse på 0.64, som vist i figur 55. Altså er resultatene fra analyse i Robot korrekte. Detaljerte håndberegninger er vist i Vedlegg D2.

Member		Section	Material	Ratio▲	Case
25 Bue_25	OK	AL_HUP 200x10	ALUM_EK9	0.64	110 ULSb bil ende
112 Bue_112	OK	AL_HUP 200x10	ALUM_EK9	0.64	107 ULSb ganglast
26 Bue_26	OK	AL_HUP 200x10	ALUM_EK9	0.64	107 ULSb ganglast
111 Bue_111	OK	AL_HUP 200x10	ALUM_EK9	0.64	107 ULSb ganglast

Figur 55: Resultat av kapasitetskontroll utført i Robot for aluminiumbruen (uten hensyn til HAZ)

Kapasitet av sveiser

Forenklet beregning av kilsveis resulterer med et uhensiktsmessig stort a-mål. Det er derfor valgt at alle sveisene i bruen skal utføres som buttsveis med full gjennomsveising med effektiv tykkelse lik profilets godstykkelse, 10 mm, i henhold til NS-EN 1999-1-1 [30], pkt. 8.6.3.2.1(2). Det er i Vedlegg D3 vist utregningen av a-mål og foretatt kontroll for buttsveis etter NS-EN 1999-1-1.

6.3 Brudekke

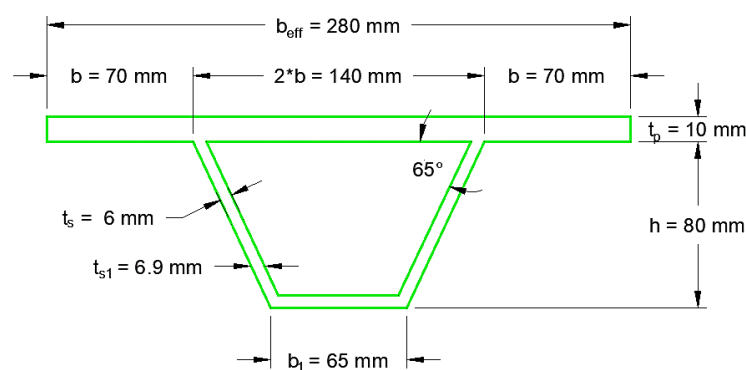
Det finnes en rekke standard løsninger for brudekker i aluminium. Det er likevel valgt å utvikle et eget dekkeprofil, som er best egnet til bruene. Profilet tar utgangspunkt i ortotropiske bruplateteknologien, og størrelser og form er tilpasset tilgjengelige ekstruderingsmuligheter.

Ortotrope dekker er hovedsakelig to typer – med åpne og lukkede stivere (figur 56). Et ortotrop dekke med lukkede stivere har betydelig bedre kapasitet til å fordele trafikklaster enn et system med åpne stivere. Lukkede stivere bidrar til stivheten i tverretning og har høyere torsjonsstivhet enn åpne, som gir dekket elastisk stabilitet og økt bøyekapasitet [53]. På bakgrunn av dette er det valgt å bruke stivere med lukket, trapesformet tverrsnitt.



Figur 56: Forskjellige typer åpne og lukkede stivere brukt i ortotrope dekker [30]

I samråd med veileder er avstanden mellom stivere satt lik 280 mm. Det er videre antatt at den effektive bredden til en stiver b_{eff} er lik avstanden på 280 mm. Dekkeplatetykkelsen, stiverens godstykkelse og stiverens høyde er i utgangspunktet satt til henholdsvis 10 mm, 6 mm og 80 mm. Figur 57 viser opprinnelige geometri og mål av et dekkeprofil. Etter ekstrudering skal dekkeprofilene sveises sammen i lengderetning. Dekket vil da bestå av flere profilelementer.

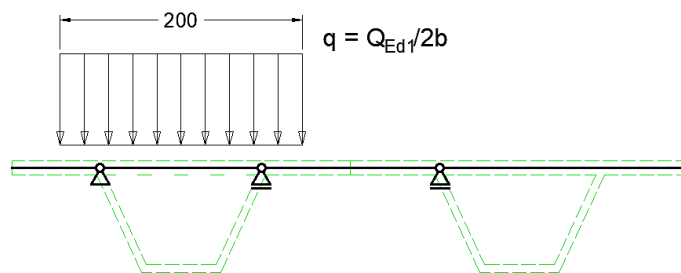


Figur 57: Opprinnelig geometri av et dekkeprofil (figur laget i AutoCAD)

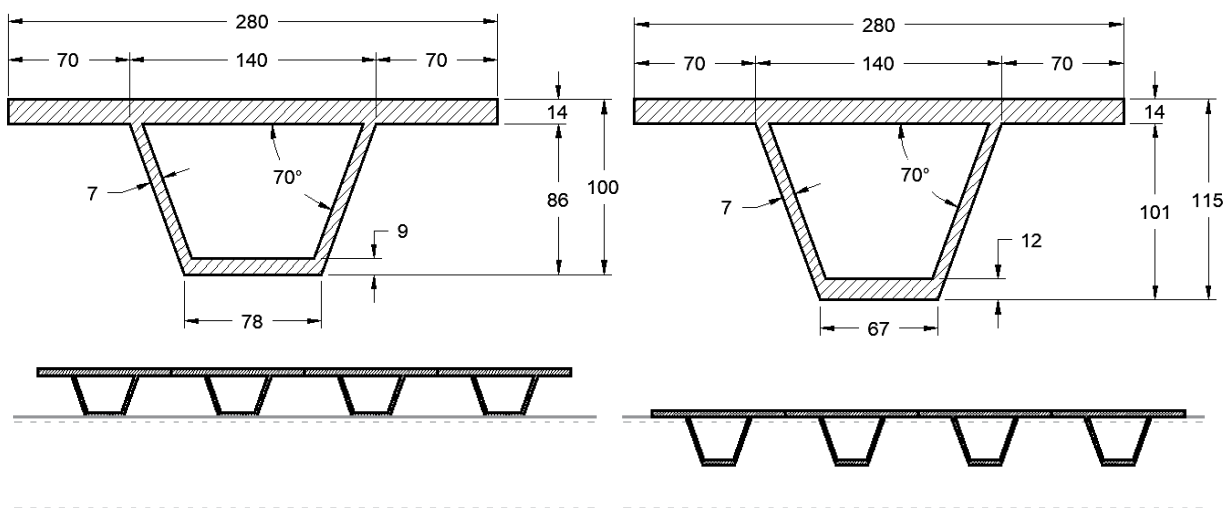
Det er sett på to alternativer for hvordan stiverne skal ligge i forhold til tverrbjelkene. Alternativ 1 er stivere som er kontinuerlige over tverrbjelkene i bruens lengderetning. Med kontinuerlig dekke blir momentene i stiverne mindre, samtidig som tverrbjelkene får tilleggsmomenter. Denne løsningen gir også en større høyde på dekkekonstruksjonen, som både kan påvirke bruens

utseende og stjele frihøyde under bruene. Alternativ 2 er stivere som ligger mellom tverrbjeltene. For å få det til skal stiverne skjæres av, slik at dekket kan senkes ned i konstruksjonen. Da blir statiske systemet til ett dekkeprofil fritt opplagt bjelke. Ulempen med dette alternativet er at styrken til tverrbjeltene kan bli redusert på grunn av mye sveis mellom stivere og tverrbjelker.

Begge alternativene er beregnet for hånd i Mathcad og videre i Robot ved å benytte funksjonen *Section Definition*. Som en forenkling er det antatt at en stiver kan ta opp 75% av opptredende kraft alene. Beregningsmodell for kontroll av dekkeplatetykkelse er vist i figur 58. Resultat av denne kontrollen viser at platetykkelsen må økes fra 10 mm til 14 mm. Endelige tverrsnitt til profilalternativene, som vist i figur 59, er funnet etter flere beregningsrunder og har utnyttelse henholdsvis 97% og 99%. Fremgangsmåte og utregning finnes i Vedlegg D4.



Figur 58: Beregningsmodell for kontroll av dekkeplatetykkelse (figur laget i AutoCAD)



Figur 59: Endelig geometri av stivere - alternativ 1 (til venstre) og alternativ 2 (til høyre) (figur laget i AutoCAD)

Med disse to alternativene vurdert opp mot hverandre, faller valget på alternativ 1. Selv om dette alternativet har sine svakheter, anses det som en mindre kompleks løsning, og dermed gunstigere med tanke på eventuelle fremtidige reparasjoner. Kontinuerlige stivere over tverrbjelken reduserer behovet for omfattende sveising, som kan føre til svekkelse av materialet. Det er også rom til understøtting og forsterkning av konstruksjonen under dekket, i tilfelle en finregning på elementene viser at det kreves tiltak som øker bæreevne.

6.4 Oppsummering

Det kommer tydelig fram i resultatene at tverravstivingen spiller en stor rolle for utnyttelsesgraden til aluminiumsmodellen. Innføring av avstiving resulterer i redusert knekk lengde på buen, mens den økte pilhøyden fører til reduserte aksialkrefter i både bue og undergurt. I kombinasjon bidrar dette til at konstruksjonen har en reservekapasitet, som kan kompensere for styrkesvekkelse på grunn av HAZ.

7 Kostnads- og utslippsoverslag

Det er forsøkt å få et kostnads- og utslippsoverslag for den ferdigstilte bruene både for aluminium og for stål ved å benytte relevante kilder og kontakte aktuelle firmaer.

Etter en samtale over telefon med en kontaktperson fra Hydro er det fått en kilopris for profilene som inngår i aluminiumbruene. Prisen er for både vanlig aluminium og Hydro Reduxa.

Når det gjelder kilopris for stålprofilene er det ikke fått noen svar fra aktuelle bedrifter. Av denne grunn er det antatt en pris, som en trolig kan ansees som billigere enn hva den faktisk ville blitt. Kiloprisen for stålet er hentet på basis av gjennomsnittlig markedspris. Videre vil stål miljømetall bli 3% dyrere for HUP-profiler og 10% dyrere for plater, ifølge en samtale med en kontaktperson fra Norsk Stål.

Ved hjelp av Rapport Nr. 683 [59] fra 2019 av Statens vegvesen om korrosjonsbeskyttelse av norske stålbruer er det hentet en gjennomsnittlig pris på system 1 for korrosjonsbeskyttelse av Hardangerbrua i 2008. Prisen ligger på 515 kr/m² [59, s. 199]. Ved å regne ut arealoverflaten av bruene og multiplisere det med denne prisen og videre dele det på antall kilo stål, vil system 1 koste ca. 9 kroner per kilo stål. Det er uvisst om denne prisen inkluderer arbeid eller ikke. Av den grunn settes prisen ned til 3 NOK/kg og inkluderes i kiloprisen for stål.

Ut fra kiloprisene til aluminium- og stålprofilene er det laget et kostnadsoverslag for å beregne de totale materialkostnadene over de ulike alternativene. Overslaget av både aluminiumbruene og stålbruene vises i tabell 6 og tabell 7. Alternativene gjelder vanlig aluminium, Hydro Reduxa, vanlig stål og stål miljømetall.

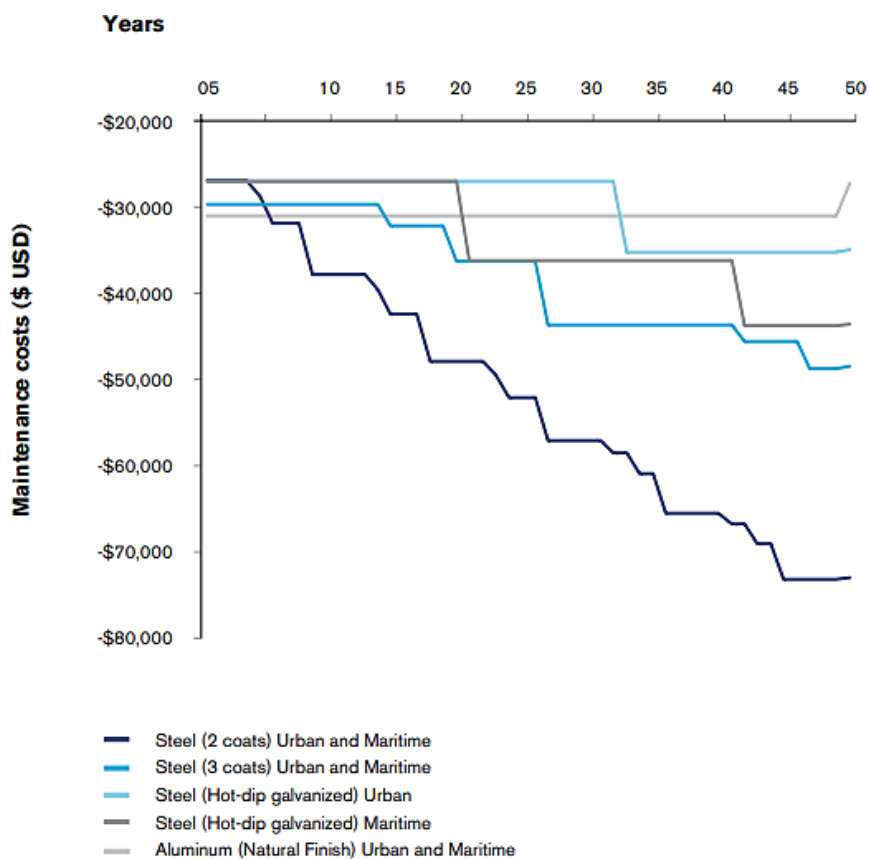
Stålbru								
Postnr.	Profiler	Stålkvalitet	Mengde [m]	Vekt per meter [kg/m]	Total vekt [kg]	Pris per kg Vanlig Stål		Pris per kg Miljømetall
1.1	HUP 250.250.10	S355	77.6	74.5	5781.2	NOK	23	NOK 23.7
1.2	HUP 220.220.6.3	S355	25	41.9	1047.5	NOK	23	NOK 23.7
1.3	HUP 120.80.8	S355	114	22.6	2576.4	NOK	23	NOK 23.7
1.4	HEB 220	S355	34	71.5	2431.0	NOK	23	NOK 23.7
1.5	Stålplate 10mm (bredde 3.2m)	S355	19	255.1	4847.4	NOK	23	NOK 25
TOTAL						NOK	383720	NOK 403036

Tabell 6: Materialkostnader – overslagsberegning for stålbruene

Aluminiumbru							
Postnr.	Profiler	Legering	Mengde [m]	Vekt per meter [kg/m]	Total vekt [kg]	Pris per kg Vanlig AL	Pris per kg REDUXA
1.1	Firkant rør XFR 200.200.10	6082-T6	164	20.5	3362.0	NOK 55	NOK 57.5
1.2	Dekkeprofil	6082-T6	209	15.7	3281.3	NOK 55	NOK 57.5
TOTAL						NOK 365382	NOK 381990

Tabell 7: Materialkostnader – overslagsberegning for aluminiumbruen

Vedlikeholdskostnadene er enkelt antatt ved hjelp av resultater fra et annet bruprojekt. Det er laget en rapport i 2019 [60] av Deloitte om bruprojektet med hensikt å analysere kostnadsforskjeller mellom aluminium og stål. Fra rapporten er det hentet en graf som vist i figur 60. Grafen viser hvordan vedlikeholdsutgiftene utvikler seg over 50 år ut fra hvilket materiale en bruker. For «Steel (3 coats) urban and maritime» ligger vedlikeholdsutgiftene på omtrent 20 000 \$, mens for aluminium forblir disse 0 \$. Dette er vedlikeholdsutgifter som kun gjelder overflatebehandling, og det er derfor aluminium ikke har noen utgifter. Vedlikehold kan også omhandle utbytting av for eksempel dekke eller belegning. Ved uheldige re-installasjoner av et dekke, vil kostnadene øke, men sjansen for slikt anses som likt for både stål og aluminium.



Figur 60: Utvikling av vedlikeholdskostnader for en eksisterende bru [60]

Stålbruen fra rapporten veier 5000 kg [60, s. 6], mens bruen for denne oppgaven veier 3 ganger så mye. Videre har bruen i denne oppgaven større profiltykkelser som fører til et mindre overflateareal. Det er dermed antatt fornuftig å multiplisere vedlikeholdskostnadene fra rapporten med 2, som fører til en vedlikeholdskostnad lik 40 000 \$, altså 400 000 kroner over 50 år.

Produksjonen av bruen er trolig den faktoren som vil påvirke økonomien mest. Hvor mye det vil koste å produsere bruene er videre vanskelig å estimere uten hjelp fra aktører som driver med dette. Ettersom det har vært lite respons for å prisestimere produksjonen av bruen både for stål og aluminium, er det ikke anslått en pris for dette. Det er også ukjent om prisforskjellen mellom materialene for å produsere bruen ville blitt stor, liten eller uendret. Basert på dette foreligger det ingen andre alternativer enn å anta at kostnadene vil bli like for begge alternativene når det gjelder produksjon.

Transport er trolig også en faktor som vil påvirke økonomien. I og med at aluminium veier 3 ganger mindre enn stål, vil transportkostnaden av aluminium bli lavere per kilometer. Først må materialene fraktes fra produsent til stedet hvor bruen blir produsert, for så transportere ferdig bru til stedet den skal stå. Det er antatt at transport vil gi innvirkning på kostnadsoverslaget, men ikke en såpass stor innvirkning at det vil endre på avgjøringen om hvilket materiale som vil være mest gunstig, da alle materialer er tilgjengelige i Norge. Av denne grunn er det ikke gått nærmere inn på kostnader for transport.

Når det gjelder prisene for materialene, er det ikke tatt hensyn til DNV-sertifisering av ferdig produkt. DNV-sertifisering går ut på testing av materiale der det kan utgis et materialsertifikat. Prisene på materialene kan for eksempel øke, og kan bli 2.5 NOK/kg aluminium (etter samtale med Hydro) dersom ferdig produkt ligger i nødvendig sertifikat. Det antas at sertifikatene vil ligge på samme nivå for stål og aluminium, og dermed ikke relevant for å besvare problemstillingen.

Videre er det laget et CO₂-utslippsoverslag av de samme alternativene, vist i tabell 8 og tabell 9. Utslipp per kilo er hentet fra samme kontaktpersoner for både aluminium (Hydro) og for stål (Norsk Stål). Det er i tillegg lagt til utslippet fra beleggsystemet av system 1 etter Håndbok R762 Prosesskode 2 [16], pkt. 85.3 for stålbruen. Utslipp per kilo for dette systemet er hentet fra Statens Vegvesens rapport om utviklingsprosjektet Langenuen bru [61] med en antatt beleggtykkelse på 0,4 mm.

Stålbru					
Bruement	Total vekt [kg]	kg CO ₂ per kg Vanlig Stål	Totalutslipp Vanlig Stål [kg]	kg CO ₂ per kg Miljømetall	Totalutslipp Miljømetall [kg]
Profil	16683	2.44	40707.68	0.76	12629
Beleggssystem	118	3.76	442.85	3.76	443
		TOTAL CO₂	41151	TOTAL CO₂	13072

Tabell 8: CO₂-utslippsoverslag for stålbruen

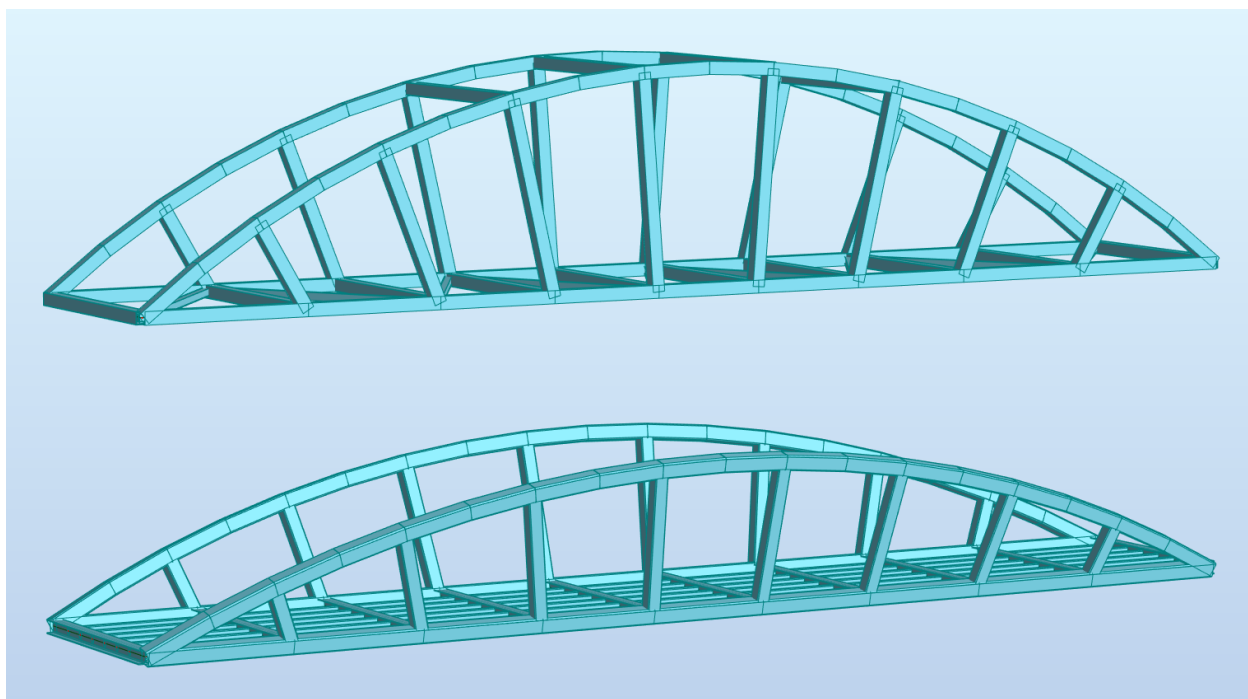
Aluminiumbru					
Bruement	Total vekt [kg]	kg CO ₂ per kg Vanlig AL	Totalutslipp Vanlig AL [kg]	kg CO ₂ per kg REDUXA	Totalutslipp REDUXA [kg]
Profil	6643.3	6.0	39860	4.1	27238
		TOTAL CO₂	39860	TOTAL CO₂	27238

Tabell 9: CO₂-utslippsoverslag for aluminiumbruen

8 Diskusjon

8.1 Utforming og dimensjonering

Den opprinnelige brumodellen er utformet i stor grad etter generelle regler om konstruksjoner og geometri. Likevel viser det seg at pilhøyden på $L/8$ har resultert i at knutepunktet mellom bue og undergurt i stålalternativet har blitt for spiss og mindre enn de anbefalte 30° . En alternativ løsning kunne vært å velge høyere pilhøyde, da dette ville gitt en jevnere overgang mellom gurt og bue, samtidig som mindre trykk- og strekkrefter i konstruksjonen. Dette er løst ved aluminiumalternativet, da pilhøyden er økt for at fagverkene kunne avstives. Utformingen av brualternativene er derfor noe forskjellig. Stålbruen har en pilhøyde på 2.4 m med utoverlente frittstående fagverk, mens aluminiumbruen har en pilhøyde på 3.4 m og fagverk som er avstivede og vertikale. Figur 61 viser bruene opp mot hverandre.



Figur 61: Illustrasjon av brualternativene – aluminiumbru (oppe) og stålbru (nede)

Gjennom analysen i Robot er det blitt påvist at ved ingen avstiving i toppen er knekking av buen ut av planet dimensjonerende. I stålbruen er dette ikke et problem, men i aluminiumsutførelsen fører den lavere stivheten til stabilitetsproblemer. Selve den lavere stivheten til aluminiumbruen skyldes bruk av mindre tverrsnitt enn i stålbruen, dette på grunn av begrensninger i utvalget av aluminiumprofiler. En annen utfordring for aluminiumbruen er at sveising medfører svekkelse av

materialet i den varmpåvirkede sonen (HAZ), og dermed redusert kapasitet av knutepunktene. Det er ikke foretatt detaljert knutepunktberregning for aluminiumbruen, så det er en viss usikkerhet hvor mye sveisingen vil påvirke bruens bæreevne. Det må likevel påpekes at aluminiumbruen har en god kapasitet, og spenningene i konstruksjonen ligger under den reduserte flytespenningen på grunn av HAZ. Dette anses å være et positivt trekk for konstruksjonens sikkerhet og funksjon, og viser også at aluminium kan være velegnet for bruk i brukonstruksjoner av denne typen.

Et annet aspekt som kunne vært vurdert ved dimensjoneringen er at i ståldekket vil en stiver og den tilhørende effektive bredde av platen samvirke etter oppsveising. Beregning av et sammensatt tverrsnitt ville gitt større stivhet, og det kunne vært mulig å velge et mer kompakt tverrsnitt til HUP-profilene som er brukt til platestivere.

8.2 Økonomi

Ut fra tabell 6 og 7 ser en at det ikke vil bli store prisforskjeller av å velge Hydro Reduxa i stedet for vanlig aluminium, og stål miljømetall i stedet for vanlig stål. Videre vil vedlikeholdsutgiftene føre til en økt pris på stålbruen. Materialene for Hydro Reduxa-alternativet vil koste 381 990 NOK, mens for stål miljømetall vil materialene koste 403 036 NOK. Dersom en legger til vedlikeholdsutgiftene på 400 000 NOK over 50 år, fører dette til en pris som er mer en dobbelt så stor for stål enn hva den er for aluminium.

Prisene fra avsnittet over viser ikke de fullstendige prisene for brualternativene da det verken er tatt hensyn til produksjon, DNV-sertifisering eller transport. Det er åpenbart at disse faktorene ville påvirket kostnadsoverslagene, men det er antatt at prisforskjellene mellom alternativene vil bli tilnærmet uendret. Selv om det foreligger en viss usikkerhet rundt produksjonsprisene, resulterer kostnadsoverslagene dermed til at aluminium vil være det rimeligste alternativet.

8.3 Miljø

Fra tabell 8 og 9 er det vist at miljømetallalternativet kommer best ut, når det gjelder utslipp av CO₂. Det kan også nevnes at det ble vurdert å bruke Hydro Circal. Utslippet for dette merket ville gått ned til 3,2 CO₂ per kg, men etter samtalen med kontaktpersonen fra Hydro viser det seg at det er en toårs-ventetid på denne typen.

For produksjon og transport er det også her antatt at utslippsforskjellene mellom alternativene vil bli tilnærmet uendret. Dermed vil en få minst CO₂-utslipp ved å bruke stål miljømetall. Videre har Norsk Stål kun en selektiv gruppe av profiler av typen miljømetall og det viser seg at profiler valgt for stålbruen ikke er tilgjengelige [18]. Av denne grunn er det ikke mulig å benytte stål miljømetall, og Hydro Reduxa blir dermed det beste alternativet.

Selv om stål miljømetall ville vært en mer miljøvennlig løsning (ut fra utslippsoverslaget), så blir det verdt å repetere at aluminium kan sees på som et langsiktig bærekraftig materiale. Om det er 50 eller 200 år, vil bruen før eller siden bli såpass skadet at en ny bru kreves. Skrapet fra den gamle bruen vil kunne smeltes om og kunne bli benyttet til å bygge den samme bruen på nytt.

9 Konklusjon

Når det gjelder egenskaper er det ingen av brualternativene som verken vinner eller taper, da begge er styrkemessig like gode. Vurderingen av estetikk vil variere fra hva enhver person tenker, og selv om brualternativene er ganske forskjellige i høyde, anses begge som gode estetiske løsninger. Det er dermed økonomi og miljø som vil avgjøre hvilket materiale som er mest gunstig.

Det er vist at aluminium er det rimeligste alternativet på grunn av at det ikke krever vedlikehold, samt at Hydro Reduxa er et billigere miljømessig alternativ i forhold til stål miljømetall. CO₂-utslippene viser seg derimot til være høyere for Hydro Reduxa enn for stål miljømetall, men at stål miljømetall ikke er tilgjengelig for ønskede profiler. Selv om Hydro Reduxa har et høyere CO₂-utslipp, forutsettes det at det ikke faktisk vil være det dobbelte, da aluminium kan sees på som et langsiktig materiale. Forskjellen på økonomioverslaget i forhold til forskjellen på miljøoverslaget går dermed til fordel for aluminium, og det konkluderes med at aluminium, av typen 6082-T6 Hydro Reduxa, er det mest gunstige materiale for gang- og sykkelbruen.

10 Videre arbeid

Veien videre for denne oppgaven ville vært å se nærmere på de avgrensningene som er utelatt på grunn av tidsmessige årsaker. Spesielt kan utmatting av aluminium påvirke bruens kapasitet i stor grad og burde sees nærmere på. Siden utmattingsproblematikken skyldes hovedsakelig dynamiske laster som trafikklast og vind, vil det derfor være nødvendig med en analyse av dynamiske lastvirkninger. For fundamenteringsløsningen er det hensiktsmessig å finne ut hvordan de frittstående pelene skal prosjekteres med tanke på bestandighet i marint miljø, da dette kan være avgjørende for konstruksjonens levetid og sikkerhet. Når det gjelder lagertyper, må brulagerne velges slik at bruene skal få sin tiltenkte statiske virkemåte. Videre er det viktig å utarbeide nødvendige oppleggsdetaljer, og spesielt hvordan glidelager skal utføres.

Faktiske priser for produksjon av brualternativene, transport, DNV-sertifisering og eventuelle andre faktorer ville vært nødvendig dersom en skulle gått videre å bygge denne bruene.

Kildeliste

Forsidemal hentet 20.02.2024 fra: <https://www.hvl.no/student/eksamen/bachelor--og-masteroppgaver/>

[1] Rambøl. *Planbeskrivelse. Detaljreguleringsplan for Bergenhus, gnr. 165, bnr. 574 mfl., Nøstegaten* [Internett]. Bergen kommune, 2022. [hentet 22.01.2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.arealplaner.no/bergen4601/arealplaner/687>

[2] *Lecture 1B.6.1: Introduction to the Design of Steel and Composite Bridges: Part 1.* [hentet 20.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://fgg-web.fgg.uni-lj.si/ESDEP/master>

[3] Statens Vegvesen. *Bruregistrering, Håndbok 129* [Internett]. Vegdirektoratet, 2009. [hentet 20.03.2024]. Tilgjengelig fra: <http://hdl.handle.net/11250/195974>

[4] Oversatt av K. Bell. *Limtreboka* [Internett]. Norske Limtreprodusenters Forening, 2015. [hentet 30.03.2024]. Tilgjengelig fra: https://www.limtreforeningen.no/images/Limtreboka_v2

[5] P. Kr. Larsen. *Konstruksjonsteknikk - Laster og bæresystemer*. Fagbokforlaget, 2014.

[6] F. Leonhardt. *Bridges - Aesthetics and Design*. Deutsche Verlags-Anstalt, 1984.

[7] P. Tveit. *The Network Arch* [Internett], 2001. [hentet 15.02.2024]. Tilgjengelig fra: <https://home.uia.no/pert>

[8] SteelConstruction. *Bridges* [Internett]. [hentet 30.02.2024]. Tilgjengelig fra: <https://steelconstruction.info/Bridges>

[9] Ingenieurbaupunkt 2020. *Vierendeel 4.0 – Die TRUMPF Smart Factory in Chicago* [Internett]. Ernst und sohn, 2020. [hentet 09.05.2024]. Tilgjengelig fra: https://www.ernst-und-sohn.de/sites/default/files/uploads/produkte/buecher/probekapitel/leseprobe_978-3-433-03288-6h

[10] Dissing+Weitling. *Kender du brotyperne?* [Internett], 2023. [hentet 02.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://dissingweitling.com/dk/nyheder/kender-du-brotyperne>

[11] LinkedIn. *Another type of truss - Vierendeel truss* [Internett], 2021. [hentet 02.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.linkedin.com/pulse/Another-type-truss-vierendeel-truss>

- [12] Norsk stål. *Stålproduksjon i dag* [Internett]. [hentet 09.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.norskstaal.no/om-oss/miljoe-og-baerekraft/staalproduksjon-i-dag>
- [13] G. R. Arntsen. *Stålboka*. Tapir Akademisk Forlag, 2000.
- [14] H. Johansen. *Sveisbare konstruksjonsstål* [Internett], 2008. [hentet 10.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.ansatt.hig.no/henningj/materialteknologi/konstruksjonsstal-kompendium>
- [15] Statens Vegvesen. *Bruprosjektering, Håndbok N400* [Internett]. Vegdirektoratet, 2015. [hentet 11.01.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/globalassets/fag/handboker/hb-n400-bruprosjektering>
- [16] Statens Vegvesen. *Prosesskode 2, Håndbok R762* [Internett]. Vegdirektoratet, 2012. [hentet 23.05.2024]. Tilgjengelig fra: <http://hdl.handle.net/11250/2371324>
- [17] Standard Norge. *NS-EN 1993-1-1 Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015*. Standard Norge, 2005.
- [18] Norsk stål. *Miljømetall* [Internett]. [hentet 11.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.norskstaal.no/miljoemetall>
- [19] Norsk Stål. *Ombruksstål* [Internett]. [hentet 11.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.norskstaal.no/miljoemetall/ombruksstaal>
- [20] Statens Vegvesen. *Nye materialer for bruk i tunnel og bru, Rapport Nr. 557* [Internett]. Vegdirektoratet, 2016. [hentet 13.05.2024]. Tilgjengelig fra: <http://hdl.handle.net/11250/2624800>
- [21] Hydro. *Slik lages aluminium* [Internett]. [hentet 11.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.hydro.com/no-NO/aluminium/om-aluminium/slik-lages-aluminium/>
- [22] H. Johansen. *Aluminium* [Internett], 2012. [hentet 12.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://materialteknologi.wordpress.com/>
- [23] T. M. Barka. *Grunnleggende sveiseteori – Aluminium*. Statens Teknologiske Institutt, 1984.
- [24] H. Johansen. *LettvektDesign* [Internett], 2012. [hentet 12.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://materialteknologi.wordpress.com/lettvektdesign/>

- [25] Hydro. *Livssyklusen til aluminium* [Internett], 27.02.2019. [hentet 13.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.hydro.com/no-NO/aluminium/om-aluminium/livssyklusen-til-aluminium/>
- [26] Hydro. *Hydro CIRCAL resirkulert aluminium* [Internett]. [hentet 12.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.hydro.com/no-NO/aluminium/produkter/lavkarbon-og-resirkulert-aluminium/recycled-aluminium/hydro-circal/>
- [27] Hydro. *REDUXA lavkarbon aluminium* [Internett]. [hentet 12.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.hydro.com/no/aluminium/lavkarbon-og-resirkulert-aluminium/reduxal/>
- [28] MEADinfo. *Material Properties of S355 Steel - An Overview* [Internett], 23.08.2015. [hentet 12.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.meadinfo.org/2015/08/s355-steel-properties.html>
- [29] B. Pedersen, Tr. Kaland. *Aluminium* [Internett]. Store norske leksikon, 23.10.2023. [hentet 12.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/aluminium>
- [30] Standard Norge. *NS-EN 1999-1-1 Prosjektering av aluminiumkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler, NS-EN 1999-1-1:2007+A1:2009+NA:2009*. Standard Norge, 2007.
- [31] L. E. Helseth. *Varmeledningsevne* [Internett]. Store norske leksikon, 16.11.2023. [hentet 18.03.2024]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/varmeledningsevne>
- [32] Standard Norge. *NS-EN 1990 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016*. Standard Norge, 2002.
- [33] P. Kr. Larsen. *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Tapir Akademisk Forlag, 2013.
- [34] Høgskulen på Vestlandet (HVL), Institutt for bygg-, miljø- og naturvitenskap. *BYG300, 4-1 Kompendium-Flyteleddmetoder*. 10.01.2022
- [35] *Plastisk moment-kapasitet og flyteledd* [Internett]. [hentet 16.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.ntnu.no/wiki/download/attachments/98076114/02-Flyteledd>
- [36] Oversatt av K. Bell, H. Liven. *Limtreboka Beregningseksempler* [Internett]. Norske Limtreprodusenters Forening, 2018. [hentet 13.11.2023]. Tilgjengelig fra: https://www.moelven.com/globalassets/moelven-limtre/limtre_eksmpl_digital
- [37] Statens Vegvesen, *Utforming av bruer - The design of bridges, Håndbok 164*. Vegdirektoratet, 2012

- [38] Statens Vegvesen. *Vei- og gateutforming, Håndbok N100* [Internett]. Vegdirektoratet, 2013. [hentet 11.01.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/globalassets/handbok/n100>
- [39] Statens Vegvesen. *Brurekkverk, Håndbok V161* [Internett]. Vegdirektoratet, 2009. [hentet 11.01.2024]. Tilgjengelig fra: <http://hdl.handle.net/11250/2430219>
- [40] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-1 Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger, NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019*. Standard Norge, 2002.
- [41] Institutt for konstruksjonsteknikk NTNU. *Stålkonstruksjoner: Profiler og formler*. Fagbokforlaget, 2022.
- [42] Standard Norge. *NS-EN 1991-2 Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer, NS-EN 1991-2:2003+NA:2010*. Standard Norge, 2003.
- [43] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-4 Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster – Vindlaster, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009*. Standard Norge, 2005.
- [44] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-3 Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster – Snølaster, NS-EN 1991-1-3:2003+A1:2015+NA:2018*. Standard Norge, 2003.
- [45] Standard Norge. *NS-EN 1991-1-5 Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger, NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008*. Standard Norge, 2003.
- [46] Standard Norge. *NS-EN 1998-2 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Bruer, NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014*. Standard Norge, 2005.
- [47] Standard Norge. *NS-EN 1998-1 Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger, NS-EN 1998-1:2004+NA:2021*. Standard Norge, 2004.
- [48] A. Almar-Næss. *Utmatting (teknikk)* [Internett]. Store norske leksikon, 23.11.2020. [hentet 05.04.2024]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/utmatting - teknikk>
- [49] L. Ernst. *Warren Truss: What is it? And How to Calculate it?* [Internett]. Structural Basics, 06.06.2023. [hentet 26.03.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.structuralbasics.com/warren-truss/#advantages-and-disadvantages>

- [50] J. M. García-Guerrero, J. J. Jorquera-Lucerga, *Effect of Stiff Hangers on the Longitudinal Structural Behavior of Tied-Arch Bridges* [Internett]. Applied Science, 2018. [hentet 23.01.2024]. Tilgjengelig fra: <https://doi.org/10.3390/app8020258>
- [51] Standard Norge. *NS-EN 1993-2 Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 2: Bruer, NS-EN 1993-2:2006+NA:2009*. Standard Norge, 2006.
- [52] U.S Department of Transportation, Federal Highway Administration. *Prefabricated Bridge Elements and Systems (PBES) Definitions* [Internett], 2017. [hentet 15.04.2024]. Tilgjengelig fra: http://www.fhwa.dot.gov/bridge/abc/prefab_def.cfm
- [53] American Institute of Steel Construction (AISC). *Design Manual for orthotropic steel plate deck bridges*. AISC, 1962.
- [54] Norsk Stålforbund. *Bjelke-bjelkeforbindelser*. Norsk Stålforbund, 2016.
- [55] Standard Norge. *NS-EN 1993-1-8 Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser, NS-EN 1993-1-8:2005+NA:2009*. Standard Norge, 2005.
- [56] J.A. Packer, J. Wardenier, X-L. Zhao, G.J. van der Vegte, Y. Kurobane. *Design Guide 3 for rectangular hollow section (RHS) joints under predominantly static loading*. CIDECT, 2009.
- [57] Norsk Stålforbund. *Stavforbindelser*. Norsk Stålforbund, 2016.
- [58] C. Thaulow. *Konstruksjonsmaterialer*. Institutt for Materialer og Bearbeiding, 1982.
- [59] Statens Vegvesen. *Korrosjonsbeskyttelse av norske stålbruer, Rapport Nr. 683* [Internett]. Vegdirektoratet, 2019. [hentet 06.05.2024]. Tilgjengelig fra: <http://hdl.handle.net/11250/2617239>
- [60] Deloitte. *Cost and Lifespan Considerations for Engineers* [Internett]. MAADI Group, Aluminum Association of Canada (AAC), 2019. [hentet 03.05.2024]. Tilgjengelig fra: https://maadigroup.com/wp-content/uploads/2022/09/MAADI_Group_TCO_analysis
- [61] Dr.techn.Olav Olsen AS. *Report Langenuen suspension bridge. Aluminium bridge girder alternative* [Internett]. Statens Vegvesen, 2020. [hentet 02.05.2024]. Tilgjengelig fra: <https://www.hydro.com/contentassets/langenuen-suspension-bridge-aluminium-girder-alternative>

Vedleggsliste

Vedlegg A: Lastberegninger

- Vedlegg A1: Egenlaster
- Vedlegg A2: Trafikklaster
- Vedlegg A3: Vindlaster
- Vedlegg A4: Snølaster
- Vedlegg A5: Termiske laster

Vedlegg B: Laskombinasjoner og lastplassering

- Vedlegg B1: Lastkombinasjoner for gangbruer
- Vedlegg B2: Plassering av laster

Vedlegg C: Stålberegninger

- Vedlegg C1: Knekk lengde trykkbue, knekking ut av planet
- Vedlegg C2: Manuell kapasitetskontroll av buens mest kritiske stav
- Vedlegg C3: Bruddgrensedimensjonering av ståldekke - langsgående stivere
- Vedlegg C4: Verifisering av Robot-modellen
- Vedlegg C5: Bruddgrensekontroll av tverrbjelke
- Vedlegg C6: Dimensjonering av mest kritiske sveiste knutepunkter

Vedlegg D: Aluminiumberegninger

- Vedlegg D1: Knekk lengde trykkbue, knekking av buens endeportal
- Vedlegg D2: Manuell kapasitetskontroll av buens mest kritiske stav
- Vedlegg D3: Kapasitet av sveiser
- Vedlegg D4: Bruddgrensedimensjonering av aluminiumsdekke - dekkeprofil