

André Ivabakken Bjørsnøs  
Jakob Westad Løseth

# Kjerringsundsambandet - Mulighetsstudie av hengebro med brokasse i aluminium

Kjerringsundsambandet - Feasibility study of  
suspension bridge with aluminium box girders

Bacheloroppgave i ingeniørfag, bygg  
Veileder: Jomar Tørset  
Mai 2023



André Ivabakken Bjørsnøs  
Jakob Westad Løseth

# **Kjerringsundsambandet - Mulighetsstudie av hengebro med brokasse i aluminium**

Kjerringsundsambandet - Feasibility study of  
suspension bridge with aluminium box girder

Bacheloroppgave i ingeniørfag, bygg  
Veileder: Jomar Tørset  
Mai 2023

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



Kunnskap for en bedre verden



# Kjerringsundsambandet - Mulighetsstudie av hengebro med brokasse i aluminium

Kjerringsundsambandet - Feasibility study of  
suspension bridge with aluminium box girder

Trondheim Mai 2023

André Ivabakken Bjørnsnøs

Jakob Westad Løseth

Intern veileder:

Jomar Tørset

Ekstern veileder:

Torbjørn Vatnehol,

Møre og Romsdal fylkeskommune

Prosjektnr:

2023 -12

Rapporten er ÅPEN



### **Problemdefinering/prosjektbeskrivelse og resultatmål:**

Gruppen skal lage en mulighetsstudie for bruk av aluminium i brokassen tilknyttet prosjektet på Kjerringsundet. Vurdere lastene og hvordan aluminium må dimensjoneres etter disse. Gruppen vil også se på hvilke fordeler dette vil ha for kostnadene på vedlikehold, samt fordelene innen bærekraft ved bruk av aluminium.

Gruppen ønsker å oppnå et realistisk alternativ til dagens forprosjekt som i tillegg gir gevinster både innen kostnadsbesparelse og reduksjon innen utslipp.

Stikkord fra prosjektet:

Aluminium, designløsninger, broer, bærekraft, kostnadsbesparelse ved vedlikehold.





## Forord

Bacheloroppgaven er utarbeidet av to studenter ved Norges tekniske-naturvitenskapelig universitet ved institutt for Bygg- og Miljøteknikk med spesialisering i konstruksjonsteknikk i Trondheim, Norge. Oppgaven er på 20 studiepoeng og er gjennomført våren 2023, som er avslutningen av den treårige bachelorgraden som byggingeniør.

Denne oppgaven ble valgt ettersom begge studentene har interesse og har fulgt med på de store brokonstruksjonene som er prosjektert langs kysten. Konstruksjoner som broer er noe vi synes er spennende i form av sin størrelse og kompleksitet. Vi ønsket å inngå samarbeid med en av de som er tilknyttet de prosjekterte broene langs kysten, og fikk inngått avtale med Møre og Romsdals fylkeskommune. Vi fikk inntrykk at dette var interesse av begge parter å prosjektere en brokasse i aluminium.

Vi vil takke eksterne veileder Torbjørn Vatnehol for muligheten vi fikk til å skrive denne oppgaven. Vi vil også takke vår interne veileder Jomar Tørset som har bidratt med sin kompetanse innen konstruksjonsteknikk og har gitt oss gode innspill og råd under skrivingen.

Trondheim, 22. mai 2023



---

André Ivabakken Bjørnsnø



---

Jakob Westad Løseth



## Sammendrag

Denne bacheloroppgaven er en mulighetsstudie om brokasse i aluminium til hengebroen over Kjerringsundet som forbinder Gossen og Otrøya. På grunn av manglende styrke i aluminium i forhold til stål, er ikke aluminium benyttet i større brokonstruksjoner. Aluminium i brokasser er i dag blitt et alternativ i flere kommende broprosjekter ettersom nye designløsninger er utformet. Formålet med denne oppgaven er å prosjektere en alternativ løsning for brokassen i hengebroen. Målet med oppgaven er å undersøke om bruk av aluminium i brokassen er et reelt alternativ for prosjektet for Kjerringsundsambandet.

For å gjennomføre oppgaven lages en digital modell i analyseprogrammet SAP2000. I programmet utføres en global analyse av hengebroen. Lastene som påvirker modellen er definert og analysert, og materialegenskaper til aluminium er beskrevet. Brokassen i aluminium består av ekstruderingsløsning fra Hydro og Leirvik. Tverrsnittet er basert på et panelkonsept utarbeidet for hengebroen som er prosjektert over Langenuen, og er tilpasset dimensjonene til hengebroen over Kjerringsundet.

Resultatene i oppgaven viser at det er en rekke fordeler ved å bruke aluminium i brokassen sammenlignet med stål. Den globale analysen viser at det er tilstrekkelig kapasitet med de gitte lastkombinasjoner. Analysen som er gjennomført viser kun statiske påvirkninger som avgrenses på grunn av kunnskapsgrunnlag og oppgavens omfang. Fordelen med aluminium er styrke-vekt forholdet og at det ikke kreves korrosjonsbeskyttelse. Aluminium produsert på fornybar energi har et vesentlig mindre klimaavtrykk sammenlignet med stål. Ved å produsere brokassen i Norge reduserer man transportkostnader og montasjetid. Resultatet viser at aluminium er gunstig for kostnadsbesparelse og for å kutte CO<sub>2</sub>-utslipp.



## Summary

This bachelor's thesis is a feasibility study on an aluminum box girder for the suspension bridge over Kjerringsundet, connecting Gossen and Otrøya. Due to the lower strength of aluminum compared to steel, aluminum has not been used in larger bridge constructions. Aluminum bridge girder boxes have become an alternative in several upcoming bridge projects as new design solutions have been developed. The purpose of this thesis is to create an alternative solution for the bridge box girder in the suspension bridge. The objective in this thesis is to investigate whether the use of aluminum in the bridge box girder is a viable alternative for the project.

A digital model is created in the analysis software SAP2000 to execute the thesis. The software is used to produce a global analysis of the suspension bridge. The loads that affect the model are defined and analysed, and the material properties of aluminum are described. The aluminum bridge box consists of an extrusion solution from Hydro and Leirvik. The cross-section is based on a panel concept developed for the aluminum bridge designed over Langenuen, and it is adjusted to the dimensions of the suspension bridge over Kjerringsundet.

The results of the thesis show that there are several advantages to use aluminum in the bridge box girder compared to steel. The global analysis demonstrates that there is sufficient capacity with the given load combinations. The analysis only considers static influences due to limitations in knowledge base and scope of the thesis. The advantage of aluminum is in its strength-to-weight ratio and the absence of corrosion protection requirements. Aluminum produced using Norwegian hydropower has a significantly smaller carbon footprint compared to steel. By producing the bridge box girder in Norway, the transportation costs and assembly time are reduced. The results indicate that aluminum is beneficial for cost savings and reducing CO<sub>2</sub> emissions.



# Innholdsfortegnelse

Forord.....	V
Sammendrag .....	VII
Summary.....	IX
Innholdsfortegnelse .....	XI
Tabelliste.....	XIV
Figurliste .....	XV
1. Innledning.....	1
1.1 Oppgavebeskrivelse.....	1
1.2 Avgrensninger.....	2
1.3 Ekstern veileder .....	2
2. Prosjekteringsgrunnlag .....	3
2.1 Programverktøy og standarder .....	3
2.2 Kjerringsundet .....	3
2.3 Utformingskrav.....	4
2.3.1 Broen over Kjerringsundet.....	4
2.4 Brokonsept – Hengebro .....	5
2.4.1 Forankring.....	6
2.4.2 Tårn.....	7
2.4.3 Hovedkabler.....	8
2.4.4 Hengestenger.....	9
2.4.5 Brokasse.....	10
2.4.6 Belegning .....	10
3. Laster.....	11
3.1 Trafikklast.....	11
3.1.1 Plassering av trafikklast .....	11
3.1.2 Bruksklasse .....	13
3.1.3 Lastmodeller.....	13
3.2 Egenlast .....	15
3.2.1 Egenvekt kabler.....	15
3.2.2 Egenvekt brokasse.....	15
3.2.3 Oppsummering egenlast.....	16
3.3 Vindlast.....	17
3.3.1 Vindlastklasser .....	17
3.3.2 Stedsvindhastighet.....	17
3.3.3 Vindkasthastighetstrykk.....	18
3.3.4 Vindkraft i x-retning .....	19
3.3.5 Statistiske vindkrefter .....	20

3.4	Øvrige laster.....	20
3.4.1	Snølaster.....	20
3.4.2	Ulykkeslaster.....	21
3.4.3	Temperaturlast .....	21
3.4.4	Utmattingslast .....	22
3.4.5	Deformasjonslaster.....	22
3.5	Lastkombinasjoner.....	23
3.5.1	Bruddgrensetilstand.....	23
3.5.2	Bruksgrensetilstand .....	23
4.	Aluminium .....	24
4.1	Framstilling.....	24
4.2	Legeringer.....	24
4.3	Ekstrudering.....	25
4.4	Friksjonssveising .....	26
4.5	Korrosjon.....	26
4.6	Utmatting .....	27
4.7	Produksjon av ekstruderte aluminiumspaneler.....	28
4.8	Produksjon av brokassemoduler .....	28
5.	Brokasse tverrsnitt.....	30
5.1	Utforming brokasse.....	30
5.2	Profilene.....	30
5.3	Aluminium tverrsnitt.....	31
5.4	Tverrsnitts egenskaper .....	32
5.5	Tverrsnittskapasitet.....	32
5.5.1	Skjærkapasitet .....	33
5.5.2	Momentkapasitet.....	34
5.5.3	Spenninger .....	34
5.5.4	Torsjon.....	35
5.5.5	Trykk.....	36
5.5.6	Strekk.....	37
6.	Oppbygging av modell .....	38
6.1	Geometriske størrelser av broen .....	39
6.2	Aksesystem og grid.....	39
6.3	Definering av materialer og elementer i SAP 2000.....	41
6.4	Definering av laster og lastkombinasjoner.....	41
6.4.1	Laster påført konstruksjonen .....	42
6.5	Randbetingelser .....	43
6.6	Avstivingsbærer.....	43
6.7	Hovedkabel.....	44
6.8	Hengestenger .....	45
6.9	Tårn.....	45
7.	Global analyse av modell i SAP2000 .....	46
7.1	Hovedkabler og hengestenger.....	47



7.1.1	Strekraft på kabler .....	47
7.2	Opplagerreaksjoner .....	48
7.2.1	Bruddgrensetilstand .....	48
7.2.2	Bruksgrensetilstand .....	49
7.3	Avstivingsbærer .....	50
7.3.1	Egenlast Lastvirkningsdiagram .....	50
7.3.2	Nedbøyning .....	50
7.3.3	Trafikklast lastvirkningsdiagram .....	51
7.3.4	Vindlast lastvirkningsdiagram .....	52
7.3.5	Bruddgrensetilstand lastvirkningsdiagram .....	53
7.3.6	Bruksgrensetilstand lastvirkningsdiagram .....	54
7.3.7	Torsjon .....	55
7.4	Tårn .....	56
7.4.1	Maksimal lastvirkninger .....	56
7.5	Oppsummering analyseresultat avstivingsbærer .....	56
8.	Bærekraft og kostnader .....	57
8.1	Bærekraftig material .....	57
8.2	Næringsliv .....	57
8.3	Vedlikehold .....	58
8.4	Kostnadsberegning .....	58
9.	Diskusjon .....	60
9.1	Dimensjonering .....	60
9.1.1	Modell .....	60
9.1.2	Standarder .....	60
9.2	Analyse .....	61
9.3	Bærekraft .....	62
9.4	Feilkilder .....	62
9.4.1	Litteratur .....	62
9.4.2	Modellering .....	63
9.4.3	Kostnader .....	64
10.	Konklusjon .....	65
11.	Veien videre .....	66

## Tabelliste

Tabell 1 Egenskaper hovedkabel .....	8
Tabell 2 Egenskaper hengestenger .....	9
Tabell 3 Ordinære bruksklasser (V412) .....	13
Tabell 4 Lastmodell 1 karakteristiske lastverdier .....	14
Tabell 5 Karakteristiske lastverdier med korreksjonsfaktorer .....	14
Tabell 6 Egenskaper for ulike konstruksjonsdeler .....	16
Tabell 7 Bruddgrensetilstander (6.4.1) .....	23
Tabell 8 Egenskaper aluminium .....	24
Tabell 9 Legeringer .....	25
Tabell 10 Egenskaper tverrsnitt .....	32
Tabell 11 Skjærkapasitet .....	33
Tabell 12 Momentkapasitet .....	34
Tabell 13 Spenninger .....	35
Tabell 14 St. Venants torsjonsmoment .....	36
Tabell 15 Bredts 1.formel .....	36
Tabell 16 Trykk .....	37
Tabell 17 Strekk .....	37
Tabell 18 Geometriske størrelser av modell .....	39
Tabell 19 Definerings av konstruksjonsdeler .....	41
Tabell 20 Laster i analysen .....	42
Tabell 21 Randbetingelser .....	43
Tabell 22 Strekkraft kabler .....	47
Tabell 23 Opplagerreaksjoner bruddgrense .....	48
Tabell 24 Opplagerreaksjoner bruksgrense .....	49
Tabell 25 Maksimale lastvirkninger tårn .....	56
Tabell 26 Kostnader stålkasse .....	58
Tabell 27 Kostnadssammenligning .....	59

## Figurliste

Figur 1 Oversiktsbilde modell.....	1
Figur 2 Oversiktsbilde Kjerringsundet. Hentet fra (3). .....	3
Figur 3 Hengebro Kjerringsundet. Hentet fra tekniske rapporten til Rambøll. ....	5
Figur 4 Hovedkomponenter på hengebro .....	6
Figur 5 Tårn utforming.....	7
Figur 6 Hovedkabel.....	8
Figur 7 Spiralslått Hengestang .....	9
Figur 8 Bredden av lastfelt (V412).....	12
Figur 9 Lastfeltenes plassering (V412) .....	12
Figur 10 Lastfeltenes plassering i plan (V412) .....	12
Figur 11 Tverrsnittsarealet til brokasse aluminium sammenlignet med stål .....	16
Figur 12 Metoder for å behandle dimensjonerende ulykkeslaster (3.1 i EK 1-7) (16).....	21
Figur 13 Pressform til hulprofil.....	25
Figur 14 Friksjonssveising .....	26
Figur 15 SN-kurve for aluminium (Hydro).....	27
Figur 16 Friksjonssveiste paneler.....	28
Figur 17 Fabrikking av brokasse (24) .....	29
Figur 18 Prosjektert tverrsnitt fra det tekniske forprosjektet.....	30
Figur 19 Profil upper/lower/bottom .....	31
Figur 20 Profil top deck .....	31
Figur 21 Håndtegning tverrsnitt brokasse .....	31
Figur 22 Spenning-tøyning kurve Aluminium 6082(26).....	33
Figur 23 Global modell .....	38
Figur 24 Globalt aksesystem .....	40
Figur 25 Lokalt aksesystem.....	40
Figur 26 Plassering av vindlast .....	42
Figur 27 Plassering av trafikklast.....	43
Figur 28 Avstivingsbærer i SAP2000 .....	44
Figur 29 Ekstrudert tverrsnitt i SkyCiv .....	44
Figur 30 Kabelgeometri .....	44
Figur 31 Tverrsnitt tårn .....	45
Figur 32 Aksialkraft-diagram bruddgrense .....	47
Figur 33 Lastvirkningsdiagram egenlast .....	50
Figur 34 Lastvirkningsdiagram trafikk.....	51
Figur 35 Lastvirkningsdiagram vind .....	52
Figur 36 Lastvirkningsdiagram bruddgrense.....	53
Figur 37 Lastvirkningsdiagram bruksgrense .....	54
Figur 38 Torsjon bruddgrense .....	55
Figur 39 Torsjon bruksgrense.....	55
Figur 40 Torsjon vindlast .....	55





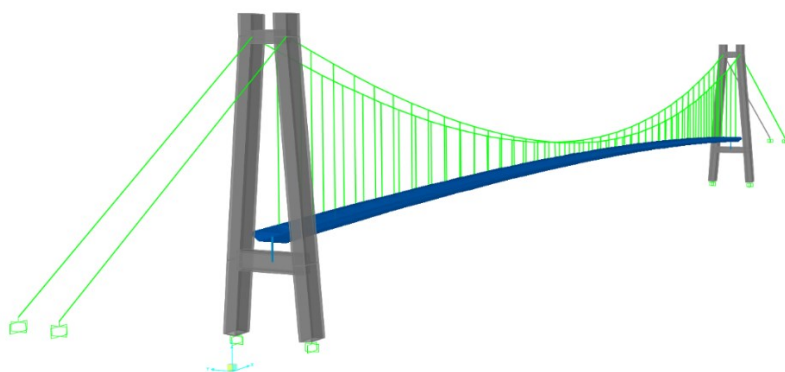
# 1. Innledning

## 1.1 Oppgavebeskrivelse

*Bacheloroppgaven sin hensikt er å utarbeide en alternativ brokasse i aluminium til prosjektet over Kjerringsundet, og dimensjonere og analysere konstruksjonen. I oppgaven defineres laster som påvirker, beskriver egenskapene til aluminium som byggematerialet og gjennomfører statiske analyser av broen. Resultatet av oppgaven vil gi innsikt hvorvidt aluminium kan være et alternativ for bruk i brokassen.*

Broen som blir undersøkt i denne oppgaven er en prosjektert hengebro som skal gå fra Otrøya i Molde kommune til Gossen i Aukra kommune. Fastlandsforbindelse for Gossen er en forlengelse av fergefri E39 mellom Ålesund og Molde. Det er Møre og Romsdals fylkeskommune som er byggherre for den prosjekterte veien, som Kjerringsundbroen er en del av.

Broen som er prosjektert i forprosjektet er av betong og stål med spennvidde på 540 meter. Denne oppgaven vil komme med en alternativ løsning til brokassen laget av aluminium. Kjerringsundbroen vil være 2-felts vei med gang- og sykkelvei hvor utover brokassen vil endringer fra forprosjektet minimeres. Det er både fordeler og ulemper ved bruk av aluminium ettersom materialet er lettere og er mindre stivt. For å prosjektere hengebroen anvendes håndbøkene til Statens vegvesen, eurokoder og programvarer for tegning og analyser som prosjekteringsgrunnlag.



Figur 1 Oversiktsbilde modell

## 1.2 Avgrensninger

På grunn av kunnskapsgrunnlag og oppgavens omfang gjør at en del avgrensninger og forenklinger foretas i oppgaven. Noen av avgrensningene vil bli beskrevet i kapitlene de omhandler. De viktigste avgrensningene vil bli omtalt nedenfor.

Utfordringer forbundet med utmatting vil bli beskrevet, men vil ikke bli beregnet i denne oppgaven. Utmatting er en problemstilling ved bruk av aluminium i konstruksjoner som er påvirket av variable laster som skaper bevegelse og svingninger. Utmattingslast er en last som vil svekke kapasiteten i brokassen over tid. Svekkelser på grunn av sveis i varmepåvirket soner blir ikke analysert.

Lokale brudd og beregninger av knutepunkter blir begrenset på grunn av oppgavens omfang og tidsbegrensninger. Formålet med oppgaven er å undersøke de globale påvirkningene.

Antagelser om tverrsnittet til brokassen benyttes på grunn av manglende informasjonstilgang. Laster forenkles hvor kun statiske påvirkninger blir undersøkt. Vindlast er en kompleks, dynamisk last som i samråd med veileder vil forenkles. Dynamiske påvirkninger er utenfor kunnskapsgrunnlaget og krever god innsikt for å utføre beregninger.

Forkunnskap og erfaringer om aluminium er marginal. Studiet gir tilnærmet ingen lærdom om aluminiumskonstruksjoner. I tillegg med begrenset informasjon om aluminium i større konstruksjoner i standarder, gjøres det antagelser og forenklinger.

## 1.3 Ekstern veileder

Ekstern veileder er Torbjørn Vatnehol fra Møre og Romsdal fylkeskommune.

Fylkeskommunen er byggherre for Kjerringsundsambandet, og er ansvarlig for vedlikehold av veien. Det er Torbjørn Vatnehol, som er prosjektsjef for veiprojekter, som har vært vår kontakt til fylkeskommunen. Vatnehol var hovedbyggeleder for Nørdøyvegen og har dermed god innsikt i denne type prosjekt.

Inntrykket vi fikk var at denne type oppgave var av interesse ettersom aluminium ikke var blitt vurdert i forprosjektet som et alternativ. Prosjektet fremlegger fordelene av å bruke i aluminium brokassen som gir reduserte vedlikeholdskostnader og er et mer bærekraftig alternativ.

## 2. Prosjekteringsgrunnlag

### 2.1 Programverktøy og standarder

- Håndbok N100 - Veg- og gateutforming
- Håndbok N400 - Bruprosjektering
- Håndbok V412 - Bæreevneklassifisering
- Håndbok 185 - Bruprosjektering
- Eurokoder 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner
- Eurokode 1-1: Egenvekt og nyttelaster
- Eurokode 1-2: Trafikklaster
- Eurokode 1-4: Vindlaster
- Eurokode 1-5: Termiske påvirkninger
- Eurokode 1-7: Ulykkeslaster
- Eurokode 3-1-11: Kabler og strekkstag
- Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner
- SAP 2000 – Programvare for analyse og utforming av alle typer strukturelle systemer.
- MathCad Express Prime – Matematikkprogramvare for å presentere beregninger
- Skyciv – Strukturell programvare for analyse og design
- Excel – Systematisere og presentere data

### 2.2 Kjerringsundet

Kjerringsundet AS ble opprettet av Aukra kommune og tidligere Midsund kommune med formålet å koble Gossen til nye E39 Ålesund-Molde, og dermed vil øya få fastlandsforbindelse (1). Kjerringsundsambandet er da avhengig av at prosjektet E39 Vik-Molde blir realisert. Øya Gossen, som er en del av Aukra kommune, er koblet til veinettet med fergesamband som vil bli avviklet dersom prosjektet gjennomføres. Den nye veistrekningen vil ha en lengde på 7,4 km (2). Den nye prosjekterte veien er en fylkesvei hvor Møre og Romsdal fylkeskommune er byggherre.



Figur 2 Oversiktsbilde Kjerringsundet. Hentet fra (3).



Det er blitt utledet en rapport av Dovre Group og transport-økonomisk institutt til forprosjektet for å kvalitetssikre styringsgrunnlag og kostnadsoverslag (4). I tillegg har Rambøll, sammen med L2 arkitekter og Johs Holt, laget en rapport med detaljregulering som er et teknisk forprosjekt (2). Disse rapportene vil i stor grad være informasjonskilden for denne oppgaven i tillegg til reguleringsplanen utformet av Kjerringsundsambandet.

Det er vakkert landskap i havgapet hvor den nye veien vil bli bygget. Veitraséen må tilpasses terrenget hvor minst mulig inngrep er ønskelig. Veistrekningen vil gå mellom to øyer, hvor den prosjekterte traséen går over holmer og sund. Det er to broalternativer som er prosjektert over Kjerringsundet; en hengebro eller en skråstagbro. Over Bollholmsundet er det prosjektert en fritt frambygg-bro. Resterende vei mellom sundene vil bygges på sprengsteinfyllinger, hvor sjøfyllinger vil bli tilgjengelig fra tunnelutbyggingen av Vik-Molde (5).

## 2.3 Utformingskrav

Forbindelsen mellom Gossen og Otrøya er planlagt med veinormalstandard Hø2 hvor veibredden blir 7,5 meter. I veinormal N100 står det *«Kjørefelt på bru skal ha samme bredde som kjørefelt på tilstøtende veg. Bredde på bruer på 2-felts veg uten midtrekkverk skal uansett være minst 7,5 m»* (6). Hø2 er en 2-feltsvei med kjørefeltbredde 3,0 meter med 0,75 meter skulderbredde. Fergesambandet har i dag en årsdøgntrafikk på rundt 1000. For den nye veistrekningen blir det dimensjonert med Hø2 hvor ÅDT er fra 1500-4000. Gang- og sykkelveien er adskilt fra kjørebanelen og skal være langs hele traseen på østsiden med en bredde på 3,0 meter. Kravet i N100 sier dersom gang- og sykkelvei er adskilt med rekkverk, skal fri bredde mellom rekkverk være minst 3,0 meter. Broer med overliggende bærekonstruksjon skal ha sideavstand 1,0 meter fra trafikken som er kravet i N400 (7). Følgene av disse utformingskravene er at brokassen på hengebroen får en bredde på 16,0 meter.

### 2.3.1 Broen over Kjerringsundet

Broen over Kjerringsundet er prosjektert med to alternativer; hengebro eller skråstagbro. Det er alternativet med hengebro som vil diskutert og prosjektert videre i denne oppgaven.

Hovedspennet er på 540 meter, mens totale lengden på broen er på ca. 875 meter.

Farledsnormalen er en instruks for Kystverket for utbygging av farled (8). Det er kystverket som gir rammene for utforming av farleder hvor tilfellet for hengebroen er satt til 30 meter, som er minimum fri seilingshøyde. Krav til frihøyde er seilingshøyden med største av høyeste

astronomiske tidevann (7). Ifølge den tekniske rapporten til Rambøll er HAT kote satt til +1,21 meter.

Brokassen har totalbredde på 16 meter, og en prosjektert høyde på 3,0 meter ved bruk av stål i brokassen. Det er utforming av brokassen vi ønsker å lage en alternativ løsning til i oppgaven, hvor resterende deler av broen vil være tilnærmet lik den som er prosjektert. Ettersom broen dimensjoneres etter dimensjoneringsklasse Hø2 er maks stigning satt til 6% i N100 tabell 3.3 (6). Det er prosjektert 44 par hengestenger i forprosjektet til Rambøll som utføres som spiralslåtte kabler (7).



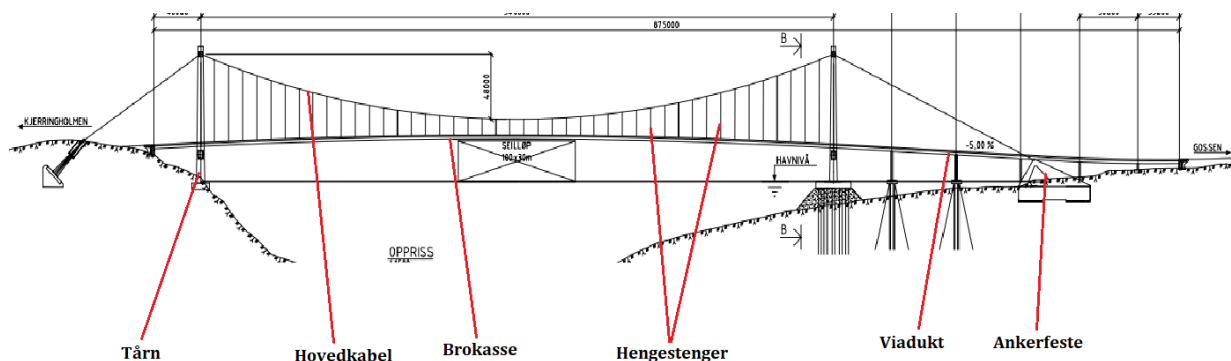
*Figur 3 Hengebro Kjerringsundet. Hentet fra tekniske rapporten til Rambøll.*

## 2.4 Brokonsept – Hengebro

Hengebro er et gammelt konsept som er mye brukt i Norge over fjorder og sund. Prinsippet er at det er kabler som bærer brokassen i form av hengestenger som gjør at det blir en hengebro. Hengestengene er festet til en bærekabel som tar opp kreftene fra brokassen. For å holde bærekablene oppe brukes som regel to tårn og forankringer i fjell. Slanke hengebroer er kostnadsvennlige og er lette konstruksjoner som gjør de til et godt alternativ. Hengebroer kan gå over lange spenn og er estetiske attraksjoner. Av disse grunner er hengebro en av de mest brukte brotypene.

Det er over 200 hengebroer i Norge. Hengebroen i Norge med lengst spenn er Hardangerbroen med hovedspenn på 1310 meter. Det finnes ingen hengebroer i aluminium, men det er et alternativ i broprosjektet over Langenuen. Årsaken til at stål og betong blir foretrukket er at

man har god kjennskap til materialenes egenskaper. Materialeegenskapene til aluminium tilsier at det kan brukes i konstruksjoner som hengebroer. Teknologiutvikling og nye designløsninger har gjort det mulig å bruke aluminium i større og mer komplekse konstruksjoner.



Figur 4 Hovedkomponenter på hengebro

### 2.4.1 Forankring

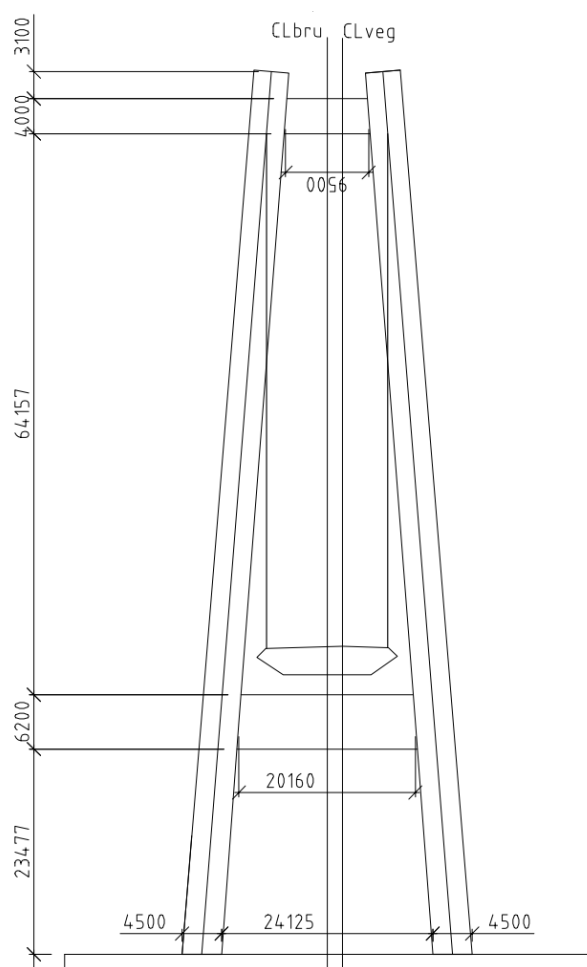
Forankring av hengebro kan gjøres ved å forankre direkte i fjell eller en forankringskloss i betong. Forankre i fjell er mest fordelaktig ettersom store deler av grunnen i Norge er fjell. Kablene på Kjerringholmen blir sprengt inn i berg mens på Gossen er det prosjektert en stor gravitasjonsforankring. Kablene går over tårnene til i en spredesadel og videre til en kabelsko som er festet til en forankringskloss. Videre fra kabelskoen er det spennkabler ned til forankringskammeret gjennom et hull i fjellet.

Forankringssystemet bærer broen med vekten av fjellet over spennkabelen, og skal motstå spenningen fra hovedkabelene. Massen til betongen virker mot vertikale kreftene i kablene med gravitasjonskrefter. De horisontale kreftene fra kablene blir tatt opp av friksjonskrefter i fjellet. Det må være tilgjengelig adkomst for å kontrollere og holde vedlikehold av forankringssystemet. Alle øvrige konstruksjonseenheter og kraftoverføringsdetaljer skal ha minst like stor kapasitet som kabelen/staget står det i 11.6.1 i N400.

## 2.4.2 Tårn

Tårnene er vertikale elementer som skal støtte opp hovedkabler, og ta opp trykkrefter fra disse. Tårnene består av to søyler med rigler mellom søylene. Det er vanligvis et tårn på hver side av hovedspennet til en hengebro, som også er tilfellet over Kjerringsundet. Tårnene er fundamentert direkte på berg med peler. Momentet øker lenger ned i tårnene og det er grunnen til de ofte tykkere mot bunnen. Det er trykkraften som er dominerende for dimensjonering av tårnene. Over tårnene vil det bli installert en sadel som kablene ligger over. Tårnene er laget i armert betong B45-SV40 eller B55-SV40.

En alternativ løsning til tårnene er et brotårn laget av stål istedenfor av betong. Dette er en løsning under utvikling som kan spare tid i byggeprosessen samt gi lavere kostnader. Betongfundamentet kan bygges samtidig som tårnene blir bygget på verft. En problemstilling ved dette er å få løftet tårnene ved installasjon på grunn av vekten og tilkomst for løftefartøyet (9).

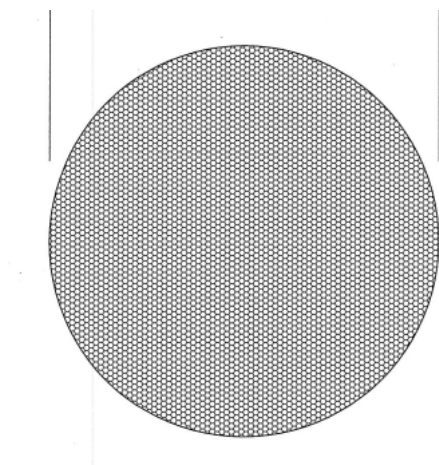


Figur 5 Tårn utforming

### 2.4.3 Hovedkabler

Hovedkablelen sin oppgave er å bære vertikal last som konstruksjonen blir påført og føre lasten videre til tårnene. Hovedkablene går fra ankerfestet til ankerfeste via tårnene hvor den henger i en parabel over hovedspennet. Det er hovedkabelene som er det bærende elementet som gjør at konstruksjonen holdes oppe, og må dermed ha stor kapasitet. Aksiallasten bli ført fra brokassen gjennom kablene og opp til tårnene.

Kablene som blir brukt er prefabrikkerte «Locked coil» kabler eller spunnet kabel (2). Kablene er utsatt for korrosjon og må dermed gjøres tiltak slik at de er motstandsdyktige. Under 13.3.2.1 i N400 står det at bærekabler utføres som spiralslåtte kabler, eller som kabler bygget opp av parallelle enkeltråder lagt i bunt (7). For å øke strekkapasiteten på kablene blir stålkablene strekket ut før de blir samlet igjen. Stålkablene inneholder mer karbon for å øke styrken. Hovedkablene består av kabelbunter med galvaniserte tråder som kompakteres til et sirkulært tverrsnitt.



Figur 6 Hovedkabel

Densitet	9,3 kN/m <sup>3</sup>
Diameter	400 mm
Areal	0,1257 m <sup>2</sup>
Mengde	1102 m

Tabell 1 Egenskaper hovedkabel

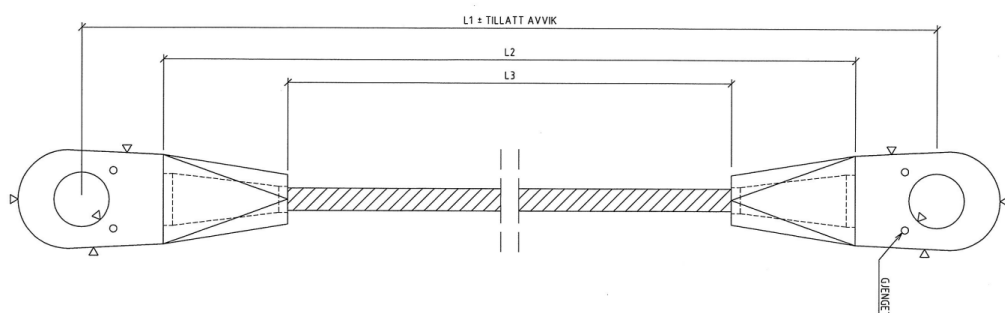
## 2.4.4 Hengestenger

Hengestenger er forbindelsen mellom hovedkabelen og brokassen. Kraftene fra brokassen går ut til hengestengene og videre til hovedkabelene. Stengene er konstruert som kabler som er leddet i begge ender som tar opp strekkrefter. Avstanden mellom hengestengene må utformes slik at kreftene fordeles til hovedkabelene på en god måte.

Der er totalt 44 hengestenger på hver side over hovedspennet som er prosjektert med 12 meters avstand (2). Det er valgt å modellere med samme antall videre i oppgaven, men det vil bli diskutert om avstanden mellom hengestenger kan økes eller om diameteren kan reduseres. I N400 13.3.2.1 står det at hengestenger skal leveres som spiralslåtte kabler (7). Disse vil bli levert som prefabrikerte kabler.

Densitet	9,3 kN/m <sup>3</sup>
Diameter	45 mm
Areal	0,00159 m <sup>2</sup>
Mengde	2046 m

Tabell 2 Egenskaper hengestenger



Figur 7 Spiralslått Hengestang

### 2.4.5 Brokasse

Brokassen er delen av konstruksjonen hvor kjørebanelen ligger på. Brokassen er forbundet til konstruksjonen med hengestengene og viaduktene i endene. Oppgaven til brokassen er å avstive konstruksjonen og bære trafikklasten. Det er utfordrende del ettersom den blir utsatt dynamiske påvirkninger på grunn av naturkrefter som vindlast. I tillegg til vindlast er det trafikklast som kan skape deformasjoner og svingninger i brokassen. Brokassen må dermed ha en kapasitet og være utformet slik at den tåler lastene som påvirker den. Slanke hengebroer har et spisskassetverrsnitt hvor torsjonsstivhet er en viktig egenskap for brokassen.

Torsjonsstivheten er viktig å beregne for å unngå deformasjoner. Brokassen er delen av konstruksjonen som blir hovedfokus for oppgaven, hvor en alternativ løsning i aluminium vil utformes.

Vertikalkreftene som virker på brokassen, blir videreført på tvers videre ut til hengestengene. Brokassen blir prosjektert med aluminium, som i utgangspunktet er svakere og mindre stivt enn stål. For å få tilstrekkelig stivhet og styrke er utformingen av brokassen avgjørende. Fordelen med aluminium er egenvekten er betydelig lavere og krever mindre vedlikehold enn stål. Ved å ekstrudere aluminiums profiler kan man få nok kapasitet og styrke i brokassen.

### 2.4.6 Belegning

Belegning er et sjikt som beskytter bærende konstruksjon mot slitasje og nedbrytning. Det kan bestå av avfuktisolering, avrettingslag, bind- og asfaltslitelag (7). Vekten av belegningen skal legges til i egenvekten hvor minstekravet for spennvidde over 200 meter er  $2,0 \text{ kN/m}^2$ .

Belegningsvekten for fortau over veibroer er minimum  $1,5 \text{ kN/m}^2$  som man finner fra 5.2.2.2 i N400. Fra forprosjektet står det at asfaltslitelag og fuktisolering har dimensjonerende belegningsvekt  $2,5 \text{ kN/m}^2$ . Broene belegges med fuktisolering type A3-4 membran (2).

Belegningstykkelsen bør være minimum 60 mm og normalt ikke nødvendig å kontrollere broer for slitelagstykkelser større enn 120 mm ifølge 4.1.2 i V412 (10).

### 3. Laster

Kapittelet nedenfor omhandler de ulike lastene som påvirker hengebroen. Laster klassifiseres etter deres variasjon over tid på følgende måte; permanente påvirkninger, variable påvirkninger og ulykkespåvirkninger (7).

Det er hovedsakelig tre typer laster som vil bli beskrevet; trafikklast, egenlast og vindlast. Dynamiske påvirkninger vil ikke bli drøftet i prosjektet, istedenfor fokuseres det på statiske beregninger. Laster som virker kontinuerlig på konstruksjonen, som egenlast, er permanente påvirkninger. De variable lastene som varierer med tid og størrelse, som vindlast og trafikklast er variable påvirkninger. Det gjøres forenklinger og begrensninger i henhold til det som er relevant for oppgaven.

#### 3.1 Trafikklast

Trafikklast er en last som varierer i tid og mengde som vil belaste kjørebanelen og konstruksjonen. For noen tidspunkt vil det være mange trafikanter på broen samtidig, som vil gi påvirkninger som hengebroen må ha kapasitet til. For å finne verdier til trafikklast brukes Eurokode 1-2 hvor kun vertikale lastene vil bli beskrevet. Lastene er beskrevet i 4.2.1 som «laster på grunn av trafikk bestående av personbiler, lastebiler og spesialkjøretøy som gir opphav til vertikale, horisontale, statiske og dynamiske krefter» (11).

Under 4.1 i Eurokode 1-2 står det at kapittel 4 bør brukes for lastlengder under 200 meter. Hovedspennet er på 540 meter, men i det nasjonale tillegget står det at kapittel 4 kan brukes dersom ikke annet er fastsatt i prosjektet. Bruker i dette prosjektet disse verdiene som forutsetning til å finne lastene.

##### 3.1.1 Plassering av trafikklast

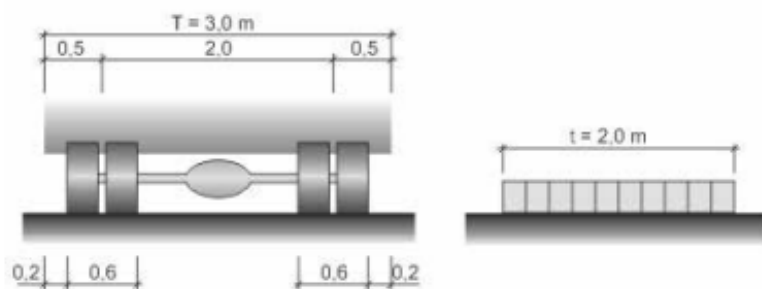
Trafikklast skal plasseres på broa i ugunstigste stilling både i lengderetning og i tverretning innenfor tilgjengelige føringsavstanden (12). Dette for å få frem ugunstige lastvirkninger for konstruksjonselementet. Føringsavstand er minste horisontale bredde av avstand mellom kantstein, avstand mellom kantstein og høy vertikal kant og avstand mellom to høye vertikale kanter (13). Den største aksellasten og totalvekt som kan være på en bro er avhengig av avstanden mellom akslene. Vertikale laster bestemmes av hjullast, aksellast og boggilast som



kjøretøyene virker på broen. I følge R412 skal hjul- og aksellasten som gir den mest ugunstige lastvirkning få et dynamisk tillegg på 40 %.

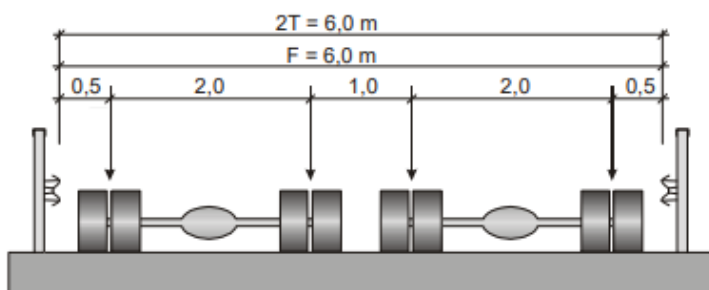
- F = Føringsavstand
- T = Breddebehov for tung trafikklast (3,0 m)
- t = Breddebehov for lett trafikklast (2,0 m)

**Figur 3-3 Bredden av lastfelt.**

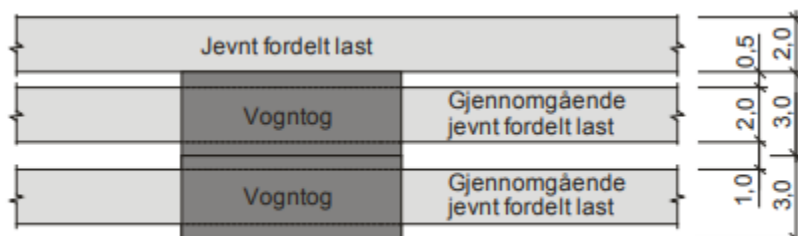


Figur 8 Bredden av lastfelt (V412)

Det er maksimalt to lastfelt som belastet med aksellast, kjøretøylast eller vogntoglast, mens de øvrige lastene belastes med 6 kN/m. For gangbane/fortau på veibroer uten samtidig trafikklast benyttes en jevnt fordelt last på 5 kN/m<sup>2</sup>. For gangfeltlast med samtidig trafikklast reduseres lasten til 2,5 kN/m<sup>2</sup> ifølge det nasjonale tillegget.



Figur 9 Lastfeltenes plassering (V412)



Figur 10 Lastfeltenes plassering i plan (V412)

### 3.1.2 Bruksklasse

Bruksklasse er den trafikklaster som tillates kjørt fritt uten restriksjoner etter håndbok V412 (10). Alle broer skal gis en bruksklasse, hvor broer med lavere bæreevne kan få maksimal aksellast. Som vi ser fra figuren under oppgis under hver bruksklasse hvor stor maksimal aksellast og totalvekt som broen kan ha.

Bruksklasse	Aksellast	Totalvekt
Bk 10/50	115 kN	500 kN
Bk T8/50	80 kN	500 kN
Bk T8/40	80 kN	400 kN
Bk 8/32	80 kN	320 kN
Bk 6/28	60 kN	280 kN

Tabell 3 Ordinære bruksklasser (V412)

Bruksklassene består av hjullast, aksellast, boggilast, trippelboggilast, kjøretøylast og vogntoglast (13). Kjøretøylast og vogntoglast gjøres om til jevnt fordelt last i tillegg til en aksellast. Hvilken bruksklasse broen får bestemmes av kapasitet til det svakeste elementet.

### 3.1.3 Lastmodeller

Lastmodellene deles etter Eurokode 1-2 (4.3.1) inn i fire ulike lastmodeller. Dette gjelder for vertikale laster som angir bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand sine karakteristiske verdier. Lastmodellene representerer ulike kritiske tilfeller som kan forekomme på broen.

Lastmodell 1 beskriver konsentrerte og jevnt fordelte som dekker effektene av daglige trafikkbildet med personbiler og tungtrafikk. Lastmodell 1 er todelt hvor ene tar for seg dobbel aksellast hvor hver aksel har vekt etter  $a_q Q_k$ , og den andre delen tar for seg jevnt fordelt last  $a_q q_k$ .  $a_q$  er justeringsfaktorer som ifølge nasjonale tillegget NA.4.3.2 er faktorene gjeldene på spenn opptil 500 m for globale lastvirkninger. For broer med større spennvidde vil det for enkelte prosjekt være gitt verdier for korreksjonsfaktorene. Broen vil ha to kjørefelt med gang- og sykkelvei som vil gi karakteristiske lastverdier fra tabell 4.2.

	Jevnt fordelt trafikklast	Aksellast
Kjørefelt 1	9,0 kN/m <sup>2</sup>	300 kN
Kjørefelt 2	2,5 kN/m <sup>2</sup>	200 kN
GS-vei	2,5 kN/m <sup>2</sup>	

Tabell 4 Lastmodell 1 karakteristiske lastverdier

I det nasjonale tillegget NA.4.3.2 vises korreksjonsfaktorer som skal benyttes. For kjørefelt 1 skal den jevnt fordelte trafikklasten ha en faktor på 0,6. Aksellasten omgjøres til punktlast, altså til hvert av dekkene som gjør at de halveres.

	Jevnt fordelt trafikklast	Aksellast
Kjørefelt 1	5,4 kN/m <sup>2</sup>	150 kN
Kjørefelt 2	2,5 kN/m <sup>2</sup>	100 kN
GS-vei	2,5 kN/m <sup>2</sup>	

Tabell 5 Karakteristiske lastverdier med korreksjonsfaktorer

Lastmodell 2 er enkel aksellast som plasseres vilkårlig på broen. Denne lastmodellen tar for seg dynamiske effektene som forekommer ved store punktlaster. Lastene i lastmodell 2 skal plasseres som mest ugunstige belastningen på broen. Aksellasten blir etter 4.3.3  $B_Q Q_{ak}$  hvor  $Q_{ak}$  er lik 400 kN og  $B_Q$  satt til 1,0.

Lastmodell 3 tar for seg spesialkjøretøy og fastsettes i det enkelte prosjekt dersom det er relevant. Prosessanlegget til Ormen Lange-feltet ligger på Nyhamna i Aukra kommune, og dermed er spesialkjøretøy relevant. For å kunne analysere kjøretøyene og lastene disse påfører kreves ytterligere arbeid som ikke er relevant for oppgaven.

Lastmodell 4 tar for seg lasten fra gang- og sykkelvei hvor det forventes at gangtrafikken utgjør svært liten del av den totale lasten i virkeligheten. I NA.5.3.4.1(1) står det som nevnt ovenfor at last på gangbane på veibroer uten samtidig trafikklast er 5 kN/m<sup>2</sup> og 2,5 kN/m<sup>2</sup> ved samtidig trafikklast. Dersom det er spennvidde over 500 meter, vil lasten på gangbane være gitt for det enkelte prosjekt.

## 3.2 Egenlast

Egenlast regnes av tyngden av alle permanente deler av konstruksjonen (12). Permanente påvirkninger fra vekten fra kabler, brokasse og vekten av belegning skal inkluderes.

Belegningsvekt er gitt i N400 tabell 5.1 hvor minstekravet for dimensjonerende belegningsvekt for kjørebane er  $2,0 \text{ kN/m}^2$  og for gang- og sykkeltrafikk  $1,5 \text{ kN/m}^2$  for spennvidden til broen (7). I forprosjektet er det satt til  $2,5 \text{ kN/m}^2$ , som er brukt i videre beregning.

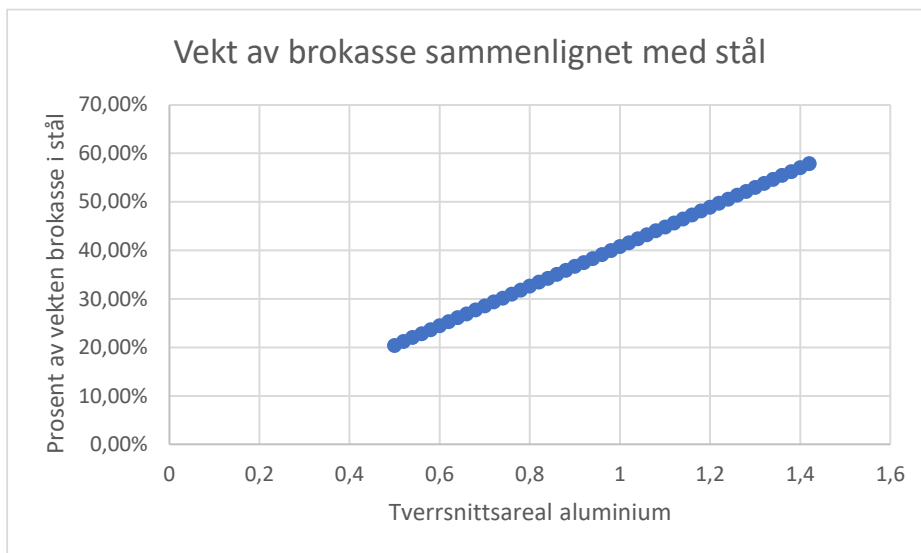
### 3.2.1 Egenvekt kabler

Kablene sin egenvekt finner man fra Eurokode 1-11 tabell 2.2 hvor vekten er  $930 \text{ N/mm}^3$  (14). Dersom vi følger dimensjoneringen til lignende broer med samme spennvidde, er diameteren til hengestengene satt til 45 mm. Diameteren til bærekabelen er satt til 400 mm på samme grunnlag. Lengden til hengekablene og bærekablene er kalkulert ved å summere lengdene fra modellen.

### 3.2.2 Egenvekt brokasse

Egenvekten til brokassen varierer med hvilken løsning som er valgt for tverrsnittet. I det tekniske forprosjektet er det prosjektert en mengde av stål på 5380 tonn (2). Brokassen vil få langt lavere vekt ved bruk av aluminium, ettersom det kun er en tredjedel av egenvekten til stål. Tverrsnittet ved bruk av aluminium vil ha litt mer tverrsnittsareal for å kompensere for styrkeforskjellen. Størrelsen på tverrsnittsareal avhenger av hvilken utforming tverrsnittet har.

Aluminium har en egenvekt på  $2700 \text{ kg/m}^3$ , eller  $26,48 \text{ kN/m}^3$ . Arealet, som avhenger av utformingen, blir beregnet på bakgrunn av lignende forprosjekt på brokasser i aluminium. Arealet på tverrsnittet blir  $1,188 \text{ m}^2$  som er beregnet ved å summere de ekstruderte profilene som er valgt for tverrsnittet. Beregninger for tverrsnittsarealet er vist i vedlegg. Egenvekten av brokassen blir da  $31,46 \text{ kN/m}$  og den totale vekten av brokassen er 1 732 tonn. Mengden stål i brokassen i forprosjektet er 3 580 tonn, dermed er vekten til brokassen i aluminium omtrent halvparten. Etter et møte med Geir Mosaker fra Leirvik bør brokassen i aluminium være omtrent 30-40% lettere enn en brokasse i stål.



Figur 11 Tverrsnittsarealet til brokasse aluminium sammenlignet med stål

### 3.2.3 Oppsummering egenlast

Under 13.2.1 i N400 er det en sikkerhetsfaktor på permanente laster for hengebroer med spennvidde på over 500 meter. Faktorene er;  $\gamma_G = 1,15$  som ivaretar usikkerheten i egenlast og  $\gamma_{sd}$  som ivaretar usikkerheten i beregningsmodellen (7). Dermed er sikkerhetsfaktoren lik 1,20.

Vekten av de øvrige delene av broen som rekkverk, skilt og belysning blir neglisjert ved beregninger. Fokuset er på hoveddelene av hengebroen og påvirkninger disse gir. Nedenfor viser en tabell med oppsummering av egenlastene til de ulike delene av konstruksjonen.

Egenlasten i lengderetning er da 66,22 kN/m for broen. Hvis man multipliserer med sikkerhetsfaktoren blir egenlasten 79,5 kN/m.

	Bærekabel	Hengestenger	Brokasse	Belegning	Rekkverk	Sum	
<b>Lengde</b>	1102	2046	540	540	540		m
<b>Areal</b>	0,5024	0,0064	1,188	5400	X		m <sup>2</sup>
<b>kN/m<sup>3</sup></b>	9,3	9,3	26,48	2,5	0,5		
<b>Egenvekt kN</b>	5148,9	121,8	16987,4	13500	Neglisjeres	66,22	kN/m

Tabell 6 Egenskaper for ulike konstruksjonsdeler

### 3.3 Vindlast

Vind varierer i tid og rom hvilket gjør at vindlasten den mest komplekse lasten å analysere på en hengebro. Retningen til vind kan endre seg kontinuerlig og kan komme fra alle retninger i xyz-rommet samtidig. Styrken på vind varierer også fra et tidspunkt til annet og kan variere på ulike deler av konstruksjonen. Vindkrefter deles inn i to hovedkomponenter, statiske- og dynamiske vindkrefter. Det vil videre i oppgaven gjøres en avgrensning hvor statiske vindkrefter blir hovedsakelig undersøkt.

Brokassen er den komponenten i konstruksjonen som er mest utsatt for vindlast. Ved vindkrefter, sammen med trafikklast, kan gjøre at brokassen får bevegelse og svingninger. Følgelig er å beregne på vindlast og kapasiteten essensielt for en konstruksjon som hengebro. Området hvor den nye veien er prosjektert er svært utsatt for tøffe vindforhold. Hengebroen vil bli plassert ut mot åpent hav hvor vindretningen vanligvis er 90 grader på broen. For å utarbeide en realistisk vindlast kreves det mye kunnskap og målinger. For å kunne gjennomføre beregninger vil det gjøres forenklinger ved å betrakte vinden som en fordelt last.

For å gjennomføre beregninger for vindlast vil Eurokode 1 del 1-4 Vindlast (15) og håndboken N400 kapittel 5.4.3 (7) til Statens vegvesen anvendes. I standardene ligger det krav og rettleddninger til hvordan man kan finne størrelsen på vindlasten.

#### 3.3.1 Vindlastklasser

I følge N400 bestemmes hvilken vindlast på brokonstruksjoner ut av tre vindlastklasser. For å velge vindlastklasse må man vurdere hvor utsatt konstruksjonen er for dynamisk lastvirkning. Ettersom den prosjekterte hengebroen ligger utsatt til for sterk vind velges vindlastklasse III. I denne klassen gjelder to betingelser som skal være oppfylt:

- Høyeste egensvingperiode er  $\geq 2$  s
- Spennvidden er  $\geq 300$  m

#### 3.3.2 Stedsvindhastighet

Stedsvindhastighet, eller middelvind, er tidsmiddelverdien av vindhastigheten. For å finne middelvindhastighet må man først finne basisvinden. Referansehastigheten,  $V_b$ , er karakteristiske 10 minutters middelvindhastigheten. Denne hastigheten er uavhengig av vind og årstid og er 10 meter over åpent terreng. Denne verdien for området er gitt i tillegget til

eurokoden i tabell NA.4(901.1). Verdien for referansehastighet for Aukra kommune er satt til 30 m/s. For å finne middelvindhastigheten,  $V_m$ , kan man bruke ligning (4.3) i Eurokode 1 del 1-4.

Hvor:

- Retningsfaktoren er satt til:  $C_{dir} = 1,0$
- Årstidsfaktor og nivåfaktor er satt til:  $C_{season} = C$
- Terrengformfaktorer er satt til:  $C_o(z) = 1,0$
- Ruhetsfaktor  $C_r(z)$  regnes ut ved å bruke (4.4) og (4.5) i eurokoden hvor terrengkategorien 0 er valgt siden det er eksponert for åpent hav.

Dermed får man følgende utregning for stedvindhastighet i området:

$C_0 \equiv 1.0$	$z \equiv 30.0 \text{ m}$	<i>Seilingshøyde</i>
	$z_0 \equiv 0.003 \text{ m}$	Fra tabell 4.1
$V_b \equiv 30.0 \frac{\text{m}}{\text{s}}$	$z_{0II} \equiv 0.05 \text{ m}$	Fra tabell 4.1

$$K_r \equiv 0.19 \cdot \left( \frac{z_0}{z_{0II}} \right)^{0.07} \quad (4.5) \quad K_r = 0.156$$

$$C_r \equiv K_r \cdot \ln \left( \frac{z}{z_0} \right) \quad (4.4) \quad C_r = 1.437$$

$$V_m \equiv C_r \cdot C_0 \cdot V_b \quad (4.3) \quad V_m = 43.114 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$\rho \equiv 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \quad (\text{Lufttetthet})$$

Dermed blir trykket:

$$TV_m \equiv \frac{1}{2} \cdot V_m^2 \cdot \rho \quad TV_m = (1.162 \cdot 10^3) \frac{\text{N}}{\text{m}^2}$$

### 3.3.3 Vindkasthastighetstrykk

Vindkasthastighetstrykk angis ved  $Q_p(z)$ , og beregnes ut fra 4.5 i eurokoden. Verdien beregnes ut fra høyde og ut fra middelvindhastigheten. For å finne basisvindhastighetstrykket brukes ligning (4.10):

$$\rho = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$V_b = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$Q_b \equiv \frac{1}{2} \cdot V_b^2 \cdot \rho \qquad Q_b = 562.5 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} \qquad (4.10)$$

Fra ligning (4.9) kan man finne eksponeringsfaktoren  $C_e(z)$  hvor man kan lese av figur 4.2 at verdien er 3,6 for terrengkategori 0 og for høyde satt til 30 meter. Ved å snu på formelen fra (4.9) får man:

$$C_e \equiv 3.6$$

$$Q_p \equiv Q_b \cdot C_e \qquad (4.9) \qquad Q_p = 2.025 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

### 3.3.4 Vindkraft i x-retning

For området kommer som regel vinden fra vest som blir 90° på brokonstruksjonen. For å gjøre tilnærmingen til vind enklere blir kraften i x-retning regnet som en fordelt last rett på brokassen. Retningen her representert i modellen som y-retning. En forenklet metode for å finne kraft i x-retning finner man i Eurokode 1 del 1-4 ligning (8.2):

$$C_e = 3.6$$

$$Cf_x \equiv 1.0 \qquad \text{Figur 8.3}$$

$$C \equiv C_e \cdot Cf_x \qquad C = 3.6$$

$$\rho = 1.25 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3}$$

$$V_b = 30 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

$$A_{ref} \equiv 3.0 \text{ m} \cdot 540 \text{ m} \qquad A_{ref} = (1.62 \cdot 10^3) \text{ m}^2$$

$$F_w \equiv \frac{1}{2} \cdot \rho \cdot V_b^2 \cdot C \cdot A_{ref} \qquad F_w = (3.281 \cdot 10^6) \text{ N}$$

Per lengdeenhet (m):

$$\text{Lengdeenhet} \equiv \frac{F_w}{540 \text{ m}} \qquad \text{Lengdeenhet} = 6.075 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$



Hvor høyden på brokassen er satt til 3,0 meter og lengden til brokassen er satt til største spennvidde på 540 meter. Dette gjøres for å betrakte arealet på en forenklet metode hvor det ansees at vinden treffer brokassen som en vegg og som en fordelt last.

### 3.3.5 Statiske vindkrefter

Vindkreftene ovenfor har blitt beregnet fra middelvindhastighet og hastighetstrykket på broen. For å få presise verdier burde det blitt gjort vindtunnellforsøk samt innhenting av data av vindforholdene over sundet. Ettersom vind varierer både i tid og rom gjør det komplisert å gjøre antagelser på de dynamiske reaksjonene. Vindlastene avhenger også av arealet hvor større areal, jo større vindlast. Når brokassen betraktes som en vegg vil vindlasten bli forenklet, men de dynamiske effektene er i virkeligheten av stor betydning. Det er konservativt å vurdere at vindlasten treffer 100% av hele konstruksjonen samtidig, siden den første delen av broen vil ta mye av vindkraften.

Hvordan vinden treffer konstruksjonen er og en stor variabel. Hvordan strømmingene påvirker konstruksjonen vil ikke bli tatt hensyn til eller undersøkt i denne oppgaven. Vindkreftene vil skape svingninger og resonans hvor brokassen må ha en stivhet og kapasitet som motstår disse kreftene. Torsjonsstivhet er også en viktig faktor når hengebroen blir utsatt for vindkrefter.

## 3.4 Øvrige laster

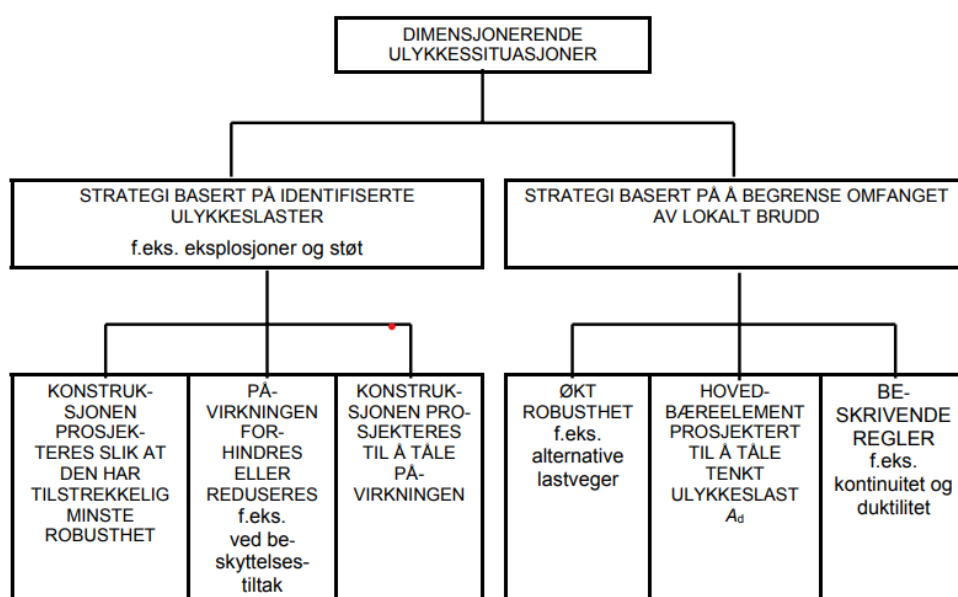
De øvrige lastene er laster man må ta hensyn til ved prosjektering og dimensjonering av broer. Ettersom disse lastene ikke er sentral for denne oppgaven vil de bare bli beskrevet i dette kapittelet.

### 3.4.1 Snølaster

Snølaster vil forekomme om vinteren hvor vekten på konstruksjonen vil øke. Snølast regnes ikke å opptre samtidig med trafikklast på veibroer, fergekaier eller gang- og sykkelbroer. (7). Dersom konstruksjonsdelen ikke påregnes ryddet for snø, må lasten vurderes nærmere (10). Det blir sett bort i fra snølast ved beregninger siden det antas at det ryddes for snø i veibanen, og gir dermed ingen påvirkning. Antar at snølasten i stor grad ikke vil bli liggende på konstruksjonen over tid, og dermed ikke dimensjonerende.

### 3.4.2 Ulykkeslaster

Ulykkeslaster er ifølge N400 et støt, eller påkjøringslaster, fra biler eller skip på konstruksjonen. Påkjøringslasten regnes ikke å opptre samtidig med variable laster, unntatt ved avhengighet mellom påkjøringslasten og den variable lasten (7). Broer må utformes slik at risikoen for skipsstøtt minimeres. Kystverket har fastsatt krav om vertikal klaring og bredde i seilløpet til henholdsvis 30 meter og 100 meter. Det vil ikke bli dimensjonert for ulykkeslaster i dimensjonering av brokassen siden det ikke er relevant for beregninger i oppgaven. Det er vanligvis ikke nødvendig å kontrollere broer for ulykkeslast i forbindelse med bæreevneklassifisering av broer (10).



Figur 12 Metoder for å behandle dimensjonerende ulykkeslaster (3.1 i EK 1-7) (16)

### 3.4.3 Temperaturlast

Termiske påvirkning på en konstruksjon er påvirkninger forårsaket av temperaturfeltets variasjoner i et bestemt tidsrom (17). Termiske påvirkninger skal ifølge Eurokode 1-5 klassifiseres som variable og indirekte påvirkninger. Nasjonale tillegget, NA.A.1 og NA.A.2, viser minimum- og maksimumstemperatur for området hvor  $T_{\min}$  er  $-20\text{ °C}$  og  $T_{\max}$  er  $34\text{ °C}$ .

Aluminium har større termisk lengdeutvidelse enn stål. Dermed må det tas hensyn til hvis aluminium skal brukes i brokonstruksjoner. Lengdeutvidelseskoeffisienten viser sammenhengen mellom relativ utvidelse og temperaturendring. Koeffisienten til aluminium er  $2,3 \cdot 10^{-5} \text{ °C}^{-1}$ , som er dobbelt av koeffisienten til stål.

### 3.4.4 Utmattingslast

Aluminium har en svakhet i form av utmatting siden elastisitetsmodulen er kun 70 000 MPa, som er en tredjedel sammenlignet med stål. Dette er spesielt et tilfelle for skjøter, overganger og sveiser i konstruksjonen. Når konstruksjonen stadig får gjentakende påvirkninger, kan materialet bli svekket over tid. Utmattingen vil skje når broen får svingninger og deformasjoner på grunn av variable lastvirkninger. Over tid kan svingninger føre til at materialet blir svekket og får utmattingsbrudd. Dette kan skje både globalt og lokalt hvor svingningene gjør at utmattingen blir kritisk. Gode designløsninger på disse kritiske stedene i brokonstruksjonen vil gjøre konstruksjonen mer robust mot utmattingsbrudd. Dette vil ikke bli undersøkt i denne oppgaven.

### 3.4.5 Deformasjonslaster

Deformasjonslaster er ifølge N400 laster som er knyttet til påførte deformasjoner eller konstruksjonsmaterialets egenskaper. Disse lastene er ofte tidsavhengige hvor man kan se effektene etter lang tid. Deformasjonslaster kan være spennkrefter, svinn, kryp og relaksjon, setninger og deformasjonen fra laster påført konstruksjonen (12).

«Deformasjon av brokonstruksjonens brobane skal ikke for noen lastplassering ha større nedbøyning enn  $L/350$ , hvor  $L$  = lengden av det betraktede spenn.», står det under 3.6.1 i N400. Spennet som betraktes her er hovedspennet til hengebroen som er 540 meter. Kravet for nedbøyning er som følger:

Spennvidde = 540 m

$$L \equiv 540 \text{ m}$$

Maks nedbøyning

$$\text{Nedbøyning} \equiv \frac{L}{350} \quad \text{Nedbøyning} = 1.543 \text{ m}$$

Nedbøyning som er forårsaket av permanente laster, samt langtidseffekter, skal overhøyde kompensere for (7). Overhøyden er satt 7 meter på bakgrunn av utforming av vertikal kurvatur og etter sammenligning av lignende hengebroer.

### 3.5 Lastkombinasjoner

For et prosjekt av konstruksjoner skal det kontrolleres både for brudd- og bruksgrensetilstander. Bruddgrensetilstand handler om kapasitet og menneskers sikkerhet, mens bruksgrensetilstand handler om funksjonsdyktighet og estetikk.

#### 3.5.1 Bruddgrensetilstand

Bruddgrensetilstander er grensetilstander som er av betydning til menneskers sikkerhet og/eller konstruksjonens sikkerhet. Dette er grensetilstander som er knyttet til sammenbrudd eller andre lignende former for konstruksjonssvikt. Maksimale bæreevnen som konstruksjonen eller konstruksjonsdel innehar tilsvarer bruddgrensetilstand (18). Tap av likevekt, brudd ved deformasjon, tap av stabilitet og brudd forårsaket av utmatting er noen typiske årsaker som gjør at bruddgrensetilstanden overskrives. Under 6.4.1 i Eurokode 0 beskrives hvilke bruddgrensetilstander som skal påvises.

EQU	Tap av statisk likevekt for en konstruksjon eller enhver del av den
STR	Brudd eller store deformasjoner i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene
GEO	Brudd eller store deformasjoner i grunnen
FAT	Utmatningsbrudd i konstruksjonen eller konstruksjonsdelene
UPL	Tap av likevekt i konstruksjonen eller i grunnen på grunn av vanntrykk
HYD	Hydraulisk grunnbrudd, indre erosjon og kanaldannelse i grunnen

Tabell 7 Bruddgrensetilstander (6.4.1)

#### 3.5.2 Bruksgrensetilstand

Bruksgrensetilstander er grensetilstander som kvalifiseres som betydningen for konstruksjonens funksjonsdyktighet ved normal bruk, menneskers komfort og konstruksjonens utseende. Dette er grensetilstander som danner grensen for når konstruksjonen eller konstruksjonsdelene ikke lenger oppfyller fastsatte krav ved normal bruk (18).

## 4. Aluminium

Aluminium er et alminnelig lettmetall som har en rekke gode egenskaper som man kan dra nytte av i større konstruksjoner. Bruken av aluminium i større konstruksjoner er ikke utbredt, men interessen for aluminium er voksende. Ettersom det har kommet ny teknologi og nye designløsninger for ekstrudere aluminiumsprofiler gjør at aluminium blir et godt alternativt materiale for bruk i større konstruksjoner.

Egenskaper	Symbol	Enhet
Elastisitesmodul	E	70 000 Mpa
Skjærmodul	G	27 000 Mpa
Poisson's ratio	$\nu$	0,3
Utvidelseskoeffisient	$\alpha$	$2,3 \cdot 10^{-5}$ per $^{\circ}$ C
Densitet	$\rho$	2 700 kg/m <sup>3</sup>
Flytspenning	$f_0$	260 MPa
Bruddspenning	$f_u$	310 Mpa

Tabell 8 Egenskaper aluminium

### 4.1 Framstilling

Aluminium blir framstilt fra råstoffet bauksitt. Bauksitten blir videre omdannet til aluminiumoksid, hvor denne prosessen kalles bayerprosessen. Aluminiumoksid blir videre med Hall-Héroult-prosessen prosessert til aluminium ved bruk av elektrolyse. I Norge har man fremstilt aluminium siden 1908 i Sunnfjord, som skyldes tilgang på billig vannkraft. Foredlingsprosessen er en energikrevende prosess, men etter første gangs fremstilling er energibehovet kun 5% ved resirkulering/omsmelting. Dermed er aluminium et bærekraftig materiale som kan resirkuleres flere ganger opp mot en gjenvinningsgrad på 100% (19).

### 4.2 Legeringer

De konstruksjonsmessige egenskapene til rent aluminium er relativt mykt sammenlignet med stål. For å øke styrken til aluminium benyttes forskjellige typer legeringer. Legeringene deles inn i serier basert på hvilket legeringselement den består av. Innen de ulike seriene finner man igjen forskjellige egenskaper (20). Egenskapene som må vurderes ut fra bruksområdet er blant annet styrke, anodisering, sveisbarhet, maskinering, økonomi og korrosjonsbestandighet.

Legeringselement	Seriekode	Legeringstype
Rent aluminium	1000	Ikke herdbart
Kobber, Cu	2000	Herdbart
Mangan, Mn	3000	Ikke Herdbart
Silisium, Si	4000	Ikke Herdbart
Magnesium, Mg	5000	Ikke Herdbart
Mg + Si	6000	Herdbart
Zink, Zn	7000	Herdbart

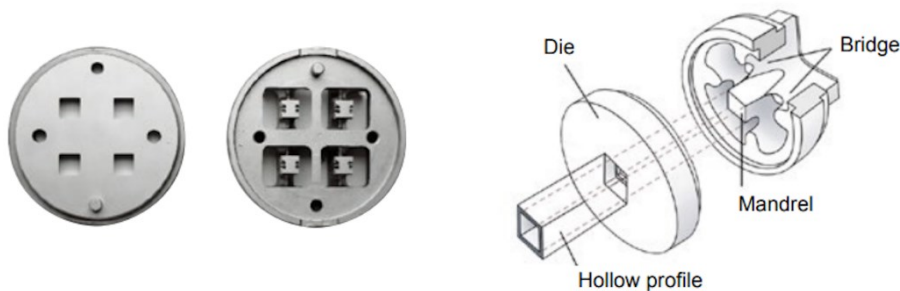
Tabell 9 Legeringer

Basert på legering 5083 er denne enklere å sveise enn 6000-serien, og den har en mindre reduksjon av styrken etter sveising. Den har gode korrosjonsbestandighet og er derfor godt egnet i saltvannsmiljøer (20). Legering 6082 brukes i strukturelle komponenter der det kreves høy styrke.

### 4.3 Ekstrudering

Prinsippet med ekstrudering er å presse en massiv bolt gjennom en matrise som har en form som tilsvarer ønsket profil. Dette gjøres ved å varme opp pressbolten til 400-500 grader før den presses gjennom matrisen. Deretter avkjøles det ferdig formede profilet (19).

Ekstrudering av aluminium gjør at man kan få til komplekse profiler med unike egenskaper. Bruk av aluminium i konstruksjoner som krever høy styrke er avhengig av ekstrudering. Dette gjør at aluminium da kan konkurrere med materialer som stål og betong.

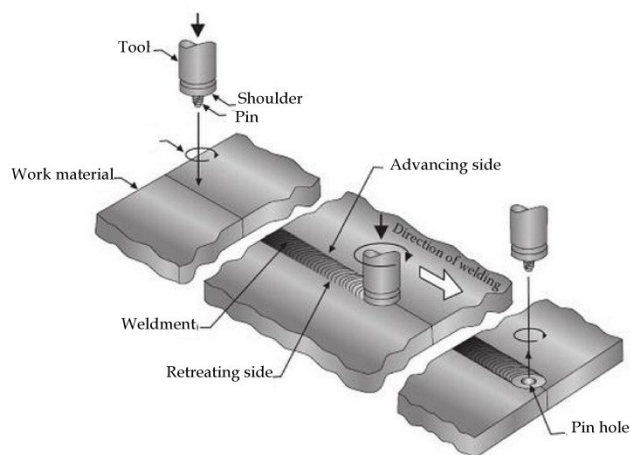


Figur 13 Pressform til hulprofil

## 4.4 Friksjonssveising

Hydro startet med friksjonssveising av aluminium i industriell skala i 1996. De største panelene de kan levere er 18 meter lange og 3,5 meter bred. Sveisemetoden Friction Stir Welding går ut på å føre en roterende verktøytapp inn i emnet og føre denne langs emnet. Tilhørende har sveiseverktøyet en skulder som ligger på emneoverflaten og skaper friksjon. Derav utvikles varme og plastisitet rundt tappen uten at emnet smelter. Atomene røres rundt tappen og blander seg som gjør at man får en sammenføyning uten smelting. Temperaturen kommer opp mot 500 grader (21).

Fordelene med friksjonssveising i forhold til tradisjonelle sveisemetoder som MIG og TIG er at man bevarer bedre styrken i den varmpåvirket sonen, HAZ, ved sveiseområdet. Noen andre fordeler er at man får et porefritt og lekkasjefrie skjøter med minimale termiske påkjenninger.



Figur 14 Friksjonssveising

## 4.5 Korrosjon

Aluminium har god bestandighet mot korrosjon. Det dannes et oksidlag på overflaten som hindrer videre oksidasjon. Aluminiumoksid er ugjennomtrengelig og fester seg godt til aluminiumen. Ved skader på overflaten slik at oksidlaget blir åpent, reparerer det seg selv ved at det dannes et nytt oksidlag. Dette gjør at aluminium har en god korrosjonsbestandighet innen mange ulike miljøer innen en pH-verdi mellom 4 og 9. I sterkt sure eller alkaliske miljøer vil aluminium korrodere.

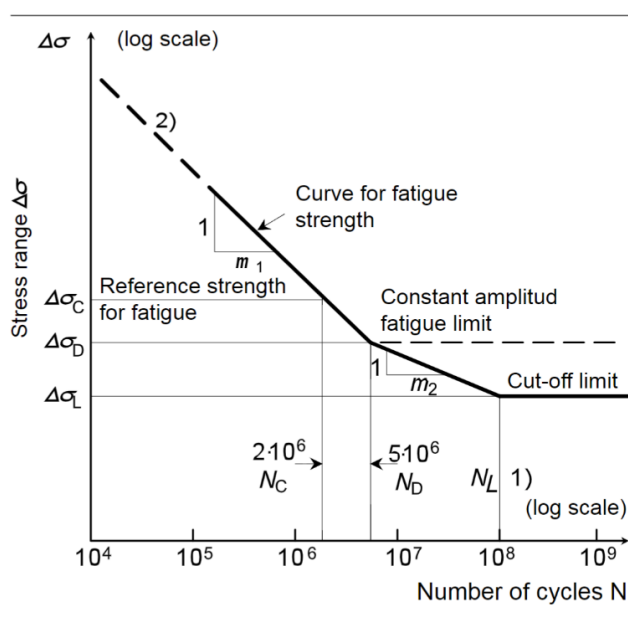
Den vanligste korrosjonstypen for aluminium er galvanisk korrosjon. Galvanisk korrosjon oppstår mellom kontakt mellom metaller med forskjellige elektronegativitet slik at det skapes

en elektrolytisk bro. Aluminium er som oftest det minst edle metallet slik at det blir en offeranode. Dette er en viktig faktor når man konstruerer med aluminium. Ved hengebroer vil innfestningen mellom hengestenger og avstivingsbærer være et kritisk område for galvanisk korrosjon. Løsninger for å unngå galvanisk korrosjon mellom brokomponentene kan være overflatebehandling eller bruk av et isolasjonsmateriale. Der bruk av isolasjon ikke er en mulighet brukes overflatebehandling.

## 4.6 Utmatting

Utmatting er sprekkdannelser som dannes i et materiale når det utsettes for varierende spenninger over lang tid. Utmatting er ofte en kritisk designfaktor for aluminiumskonstruksjoner. Differansen mellom utmattingslast og egenvekt er mindre enn ved andre konstruksjonsmaterialer. Utmattingslast til aluminiumskonstruksjoner er 40 % av stål (22).

En god måte å fremstille utmatting på er såkalt et SN-diagram (Wöhler's diagram), som representerer spenningsdifferanse ved y-akse og antall sykluser ved x-akse.



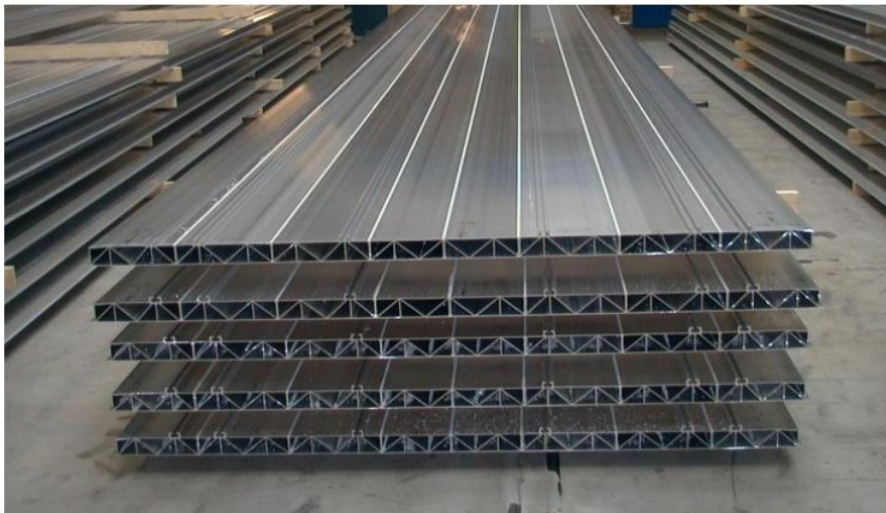
Figur 15 SN-kurve for aluminium (Hydro)

Ved konstruering med tanke på utmatting er det en fordel å ha jevne runde hjørner samt slipe og polere sveiser der det er fare for utmatting. Dette gjør konstruksjonen mer motstandsdyktig mot sprekkdannelse.



#### 4.7 Produksjon av ekstruderte aluminiumspaneler

Ved bruk av friksjonssveising har Hydro mulighet til å produsere paneler i størrelsesorden 18 meter lang og 3,5 meter bred (23). Dette kan produseres på Hydro Extrusion Norway AS ved Magnor.

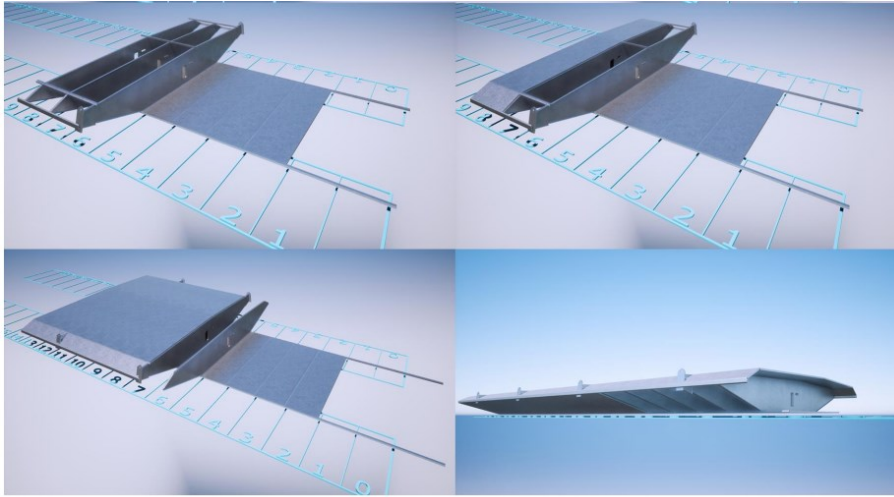


*Figur 16 Friksjonssveiste paneler*

#### 4.8 Produksjon av brokassemoduler

Leirvik AS er ledende produsent av aluminiumskonstruksjoner til offshoreindustrien. Leirvik har et fagfelt rettet mot infrastruktur, og har produksjonslokaler på Stord i Sunnhordland. De er godt involvert i Langenuen-prosjektet som er en del av fergefri E39, hvor prosjekteres med avstivingsbærer i aluminium.

Hydro Extrusion Norway AS leverer ferdige friksjonssveiste paneler til Leirvik. Deretter kan man sveise disse opp til brokassemoduler på 64 meters lengder. De ferdige modulene fraktes videre med lekter til broens lokasjon.



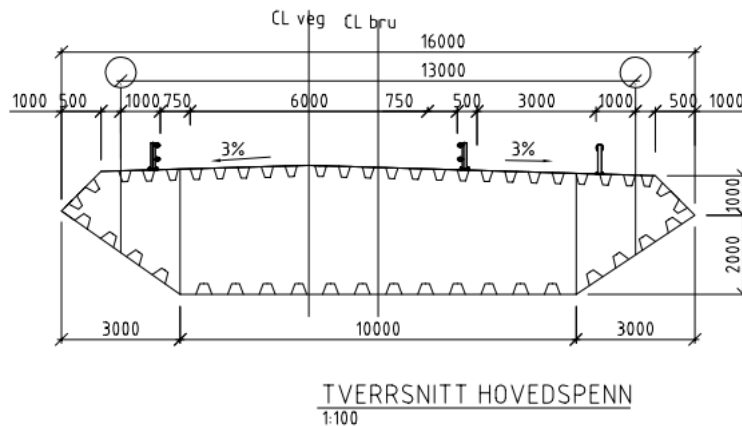
Figur 17 Fabrikking av brokasse (24)

Hengebroen over Kjerringsundet med sine 540 meter i hovedspennvidde trenger 9 moduler på 60 meters lengder. Sammenlignet med stålkasser som leveres i ca. 15 meters lengder, gjør det enklere å transportere aluminiumsmoduler. Montering av aluminiumsmodulene vil både være tids- og kostnadsbesparende da en stor andel av sveisearbeidet er utført på fabrikk.

## 5. Brokasse tverrsnitt

### 5.1 Utforming brokasse

Ved bruk av aluminium i brokassen er den beste løsningen å bruke ekstruderte profiler i kombinasjon med friksjonssveising. Fordelen med ekstrudering er at man kan optimalisere tykkelsen og geometrien til brokassen. Panelene blir da hulprofiler, eller sandwichprofiler, som er dobbeltsveiset med friksjonssveis.

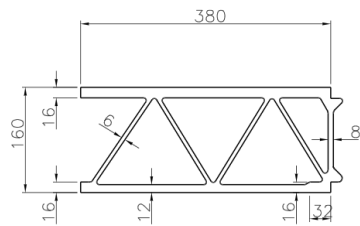


Figur 18 Prosjektet tverrsnitt fra det tekniske forprosjektet

Som vist i figuren ovenfor, har det prosjekterte tverrsnittet en høyde på 3,0 meter og en bredde på 16,0 meter. Tverrfallet er på 3% og tverrsnittet er usymmetrisk på grunn av gang- og sykkelveien. Hvis man øker høyden på tverrsnittet får man større vindlast som påvirker konstruksjonen. Fordelen med å øke høyden er å kompensere for den lavere E-modulen, eller stivheten, til aluminium.

### 5.2 Profiler

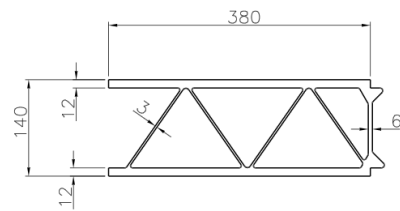
Profilene som er brukt i tverrsnittet i oppgaven er hentet fra rapporten til Langenuen (24). Profilene har en bredde på 380mm og er utformet som man ser på figurene nedenfor. Høydene på profilene er 160mm på oversiden og 140 mm på undersiden. Etter samtale med Geir Mosaker fra Leirvik kan høyden på profilene reduseres til 140 mm på oversiden og 120 mm på undersiden.



Top Deck Profile

Weight: 43,8 kg/m

Figur 20 Profil top deck



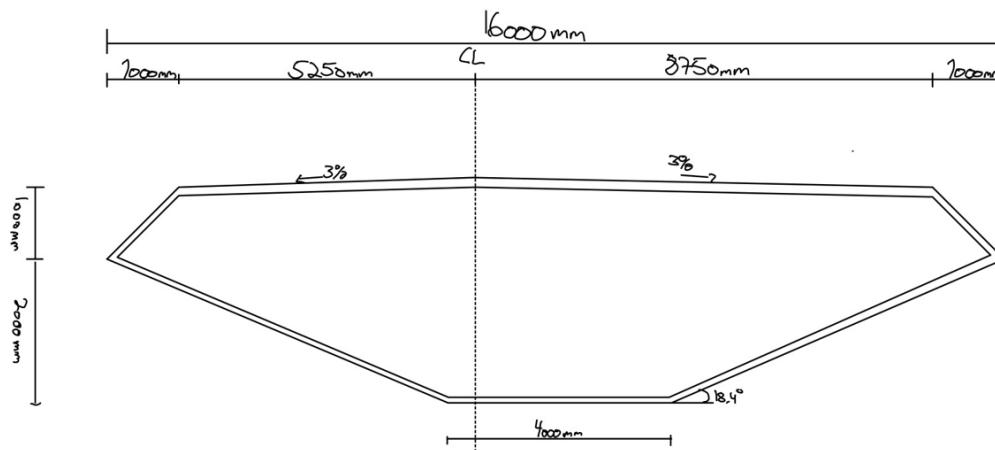
Deck Profile  
Upper/Lower/Bottom

Weight: 33,0 kg/m

Figur 19 Profil upper/lower/bottom

### 5.3 Aluminium tverrsnitt

Oppbygging av tverrsnittet i aluminium gjøres på bakgrunn av rapporten til Langenuen, og etter samtaler med veileder og møte med Leirvik. Bredden av kassen er lik som i det tekniske forprosjektet og høyden av brokassen holdes konstant. Det som endres i tverrsnittet er at det er ekstruderte profiler og en endring av vinklene. Bredden til bunnplaten endres fra 10 meter til 4 meter. Dette gjør at vi får mindre tverrsnittsareal og lettere konstruksjon. Vinklene fra bunnplaten til sideplate justeres fra  $33,7^\circ$  til  $18,4^\circ$  etter anbefaling fra Leirvik.



Figur 21 Håndtegnning tverrsnitt brokasse

## 5.4 Tverrsnitts egenskaper

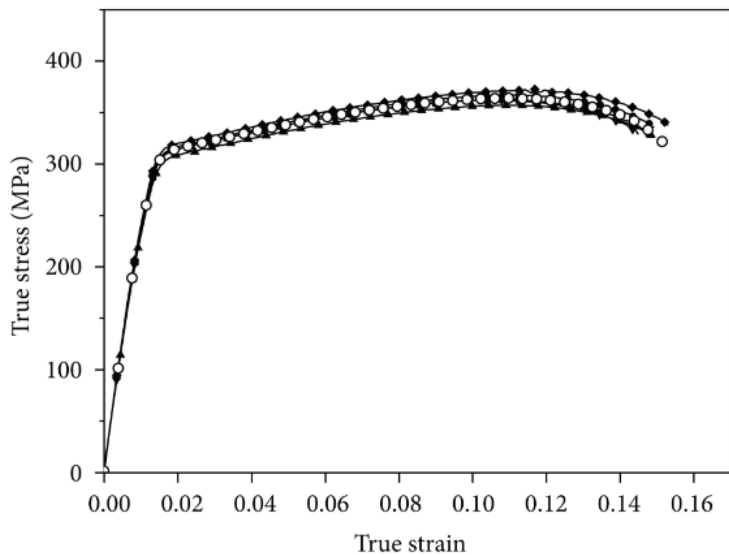
For å beregne på kapasiteten til tverrsnittet er analyseprogrammet SkyCiv brukt. Ved å tegne tverrsnittet i analyseprogrammet får man ut data på arealmoment, avstander til sentralakse, torsjonskonstant og skjærareal. Tverrsnittet i SkyCiv er tegnet uten tverrfall for å forenkle beregningene. Ettersom man ikke får med detaljene i panelene i SkyCiv vil beregningene være en tilnærmet utregning av kapasitetene.

Tverrsnitt		
A	1,188	m <sup>2</sup>
Y <sub>c</sub>	8000	mm
z <sub>c</sub>	2053,6	mm
I <sub>z</sub>	1,28	m <sup>4</sup>
I <sub>y</sub>	20,0	m <sup>4</sup>
I <sub>t</sub>	0,012	m <sup>4</sup>
A <sub>skjærz</sub>	1,2	m <sup>2</sup>
A <sub>skjæry</sub>	0,18	m <sup>2</sup>

Tabell 10 Egenskaper tverrsnitt

## 5.5 Tverrsnittskapasitet

For å beregne på kapasiteten til tverrsnittet brukes Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner (25). Kapasitetene som vil bli sjekket er skjærkapasitet, momentkapasitet, trykkapasitet, strekkapasitet og torsjonskapasitet. Det er to ulike metoder for å regne på kapasiteter; elastisk og plastisk. Elastiske deformasjoner er deformasjoner som ikke skaper varige endringer, mens plastiske deformasjoner gjør at materialet går over flytegrensen. Plastisk deformasjon vil skape utmatting og det oppstår varige deformasjoner. Sikkerhetsfaktorene for å beregne på tverrsnittet er  $\gamma_{M1}$ , motstand mot ustabilitet, og  $\gamma_{M2}$  som er faktoren for strekk mot brudd. Disse faktorene finner man i Eurokode 9 6.1.3. Kapasitetene vil vise om tverrsnittet har tilstrekkelige egenskaper til å brukes i brokassen.



Figur 22 Spenning-tøyning kurve Aluminium 6082(26).

### 5.5.1 Skjærkapasitet

I Eurokode 9 under 6.2.6 finner man utregning for skjærkapasitet. Skjærkapasitet er styrken til materialet mot skjærkraft før det fører til flyt eller svikt.  $V_{rd}$ , som er skjærkapasiteten, beregnes ut fra skjærarealet og sikkerhetsfaktor  $\gamma_{M1}$ . Beregner kapasitetene både for sterk akse og svake akse, samt elastisk og plastisk deformasjon. Skjærkapasitet for tverrsnittet blir dermed:

$$\frac{V_{ed}}{V_{rd}} \leq 1.0 \quad (6.28) \quad f_o \equiv 260 \cdot \text{MPa}$$

$$V_{rd} \equiv \left( A \cdot \frac{f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma} \right) \quad (6.29) \quad \gamma \equiv 1.10$$

Skjær	Skjærreal		
	z	y	
<b>Akse</b>			
<b>Elastisk</b>	15400	1860	mm <sup>2</sup>
<b>Kapasitet</b>	2,1*10 <sup>3</sup>	0,25*10 <sup>3</sup>	kN
<b>Plastisk</b>	533000	17600	mm <sup>2</sup>
<b>Kapasitet</b>	7,27*10 <sup>5</sup>	2,4*10 <sup>3</sup>	kN
<b>SkyCiv (plastisk)</b>	7,99*10 <sup>5</sup>	2,7*10 <sup>3</sup>	kN

Tabell 11 Skjærkapasitet

## 5.5.2 Momentkapasitet

Momentkapasitet er belastningen tverrsnittet kan påføres før svikt mot bøyning. Bøyemoment er kreftene som vil bøye tverrsnittet som vil skape deformasjon. Under 6.2.5 i Eurokode 9 finner man ligningene for momentkapasitet.

$$\frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} \leq 1.0 \quad (6.23) \quad W_{net} = net.section$$

$$M_{u,Rd} \equiv W \cdot \frac{f_u}{\gamma} \quad (6.24) \quad f_u \equiv 310 \cdot MPa$$

$$\gamma \equiv 1.25$$

Bøyemoment	Motstandsmoment		
	z	y	
Akse			
Elastisk topp	1,17	2,48	m <sup>3</sup>
Kapasitet	2,90*10 <sup>5</sup>	6,15*10 <sup>5</sup>	kNm
Elastisk bunn	0,624	2,48	m <sup>3</sup>
Kapasitet	1,54*10 <sup>5</sup>	6,15*10 <sup>5</sup>	kNm
Plastisk	0,936	3,72	m <sup>3</sup>
Kapasitet	2,32*10 <sup>5</sup>	9,23*10 <sup>5</sup>	kNm
SkyCiv (plastisk)	2,34*10 <sup>5</sup>	9,69*10 <sup>5</sup>	kNm

Tabell 12 Momentkapasitet

## 5.5.3 Spenninger

Ved bruk av von Mises-kriteriet finner man hvor mye spenning tverrsnittet kan utsettes for før det går til flyt. Ligningen tillater at man kan se på spenninger i flere retninger som påvirker tverrsnittet. Ved å sette på laster vil skjærspenninger oppstå, og man får hovedspenninger i tverrsnittet.

Ligning 6.15 i Eurokode 9 viser konstanten C hvor anbefalt verdi er 1,2. I det nasjonale tillegget er verdien satt til 1,0. Lasten som er påført er egenlasten til brokassen.

$$\sqrt{((\sigma_{y.Ed})^2 + (\sigma_{z.Ed})^2 - (\sigma_{y.Ed}) \cdot (\sigma_{z.Ed}) + 3 \cdot (\tau_{Ed})^2)} \leq f_d$$

$$(6.15) \quad \tau = \frac{F}{A} \quad \gamma \equiv 1.10$$

$$\sigma = \frac{M}{I} \cdot z \quad f_o \equiv 260 \cdot \text{MPa}$$

$$f_d \equiv \frac{f_o}{\gamma}$$

<b>Von mises</b>		
Normal y	0,65	$\sigma_y$
Normal z	131,24	$\sigma_z$
Skjærspenning	0,03	$\tau$
Spenninger	99,70	MPa
fd	236,4	MPa

Tabell 13 Spenninger

#### 5.5.4 Torsjon

Torsjonskapasitet er egenskapene til tverrsnittet mot vridning. Når tverrsnittet blir utsatt for torsjonsmoment vil momentet dreie på tverrsnittets tverrakse. Torsjonskapasiteten beregnes med St.Venants torsjons momentstand med plastisk torsjonsmodul.

$$\frac{T_{Ed}}{T_{Rd}} \leq 1.0 \quad (6.32) \quad W_{t,pl} = pl.torsjonsmotstandsmoment$$

$$f_o \equiv 260 \cdot \text{MPa}$$

$$T_{Rd} \equiv W \cdot \frac{f_o}{\gamma \cdot \sqrt{3}} \quad \gamma \equiv 1.10$$



<b>Torsjon</b>		
<b>Wy</b>	0,936	m <sup>3</sup>
<b>Wz</b>	3,72	m <sup>3</sup>
<b>fo</b>	260	Mpa
<b>γ</b>	1,1	
<b>Trd,y</b>	12,7*10 <sup>4</sup>	kNm
<b>Trd,z</b>	50,7*10 <sup>4</sup>	kNm

Tabell 14 St. Venants torsjonsmoment

Dersom man bruker Bredts 1.formel for momentkapasiteten for torsjon regner man ut fra tverrsnittets areal.  $A_m$  er arealet som er innenfor midtlinjen i et lukket tverrsnitt og  $t_{min}$  er veggtykkelsen. Utregningen for Bredts. 1 formel blir da:

$$\tau_y \cdot 2 \cdot A_m \cdot t_{min} \quad \tau_y = \frac{f_o}{\sqrt{3}}$$

<b>Bredts 1. formel</b>		
<b>τy</b>	150,11	Mpa
<b>Am</b>	2,34	m <sup>2</sup>
<b>tmin</b>	0,14	m
<b>Torsjonsmoment</b>	9,8*10 <sup>4</sup>	kNm

Tabell 15 Bredts 1.formel

### 5.5.5 Trykk

Trykk er delen over nøytralaksen som skjer når lastene over trykker sammen tverrsnittet. Moment om sentralaksen vil skape deformasjoner som trykker sammen fibrene i materialet. Kapasiteten vil være motstanden mot aksialtrykk og beregnes etter 6.2.4.

$$\frac{V_{ed}}{V_{rd}} \leq 1.0 \quad (6.28) \quad f_o \equiv 260 \cdot \mathbf{MPa}$$

$$V_{rd} \equiv \left( A \cdot \frac{f_o}{\sqrt{3} \cdot \gamma} \right) \quad (6.29) \quad \gamma \equiv 1.10$$

<b>Trykk</b>		
<b>Areal</b>	1,88	m <sup>2</sup>
<b>fu</b>	310	MPa
<b>γ<sub>M2</sub></b>	1,25	
<b>N<sub>c,rd</sub></b>	4,6*10 <sup>5</sup>	kN

Tabell 16 Trykk

### 5.5.6 Strekk

Strekk på tverrsnittet gjør at tverrsnittet blir strekt, og får tøyning på undersiden av tverrsnittet når det blir påført laster. For å beregne på kapasiteten brukes 6.2.3 i Eurokode 9. Arealet er satt til tverrsnittsarealet.

$$\frac{N_{Ed}}{N_{t,Rd}} \leq 1.0 \quad (6.17) \quad A_g = \text{gross.section}$$

$$N_{t,Rd} \equiv A \cdot \frac{f_o}{\gamma} \quad (6.18) \quad \begin{aligned} f_o &\equiv 260 \cdot \text{MPa} \\ \gamma &\equiv 1.10 \end{aligned}$$

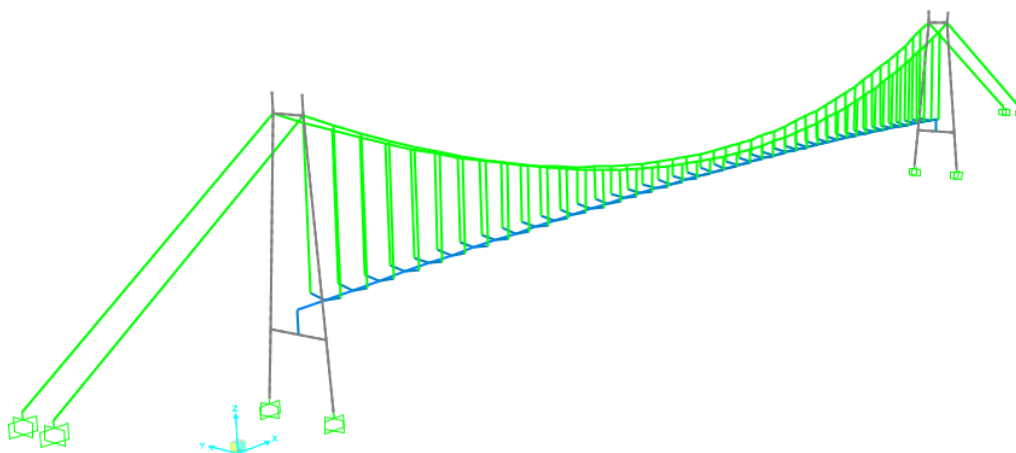
<b>Strekk</b>		
<b>Areal</b>	1,88	m <sup>2</sup>
<b>f<sub>o</sub></b>	260	MPa
<b>γ<sub>M1</sub></b>	1,10	
<b>N<sub>t,rd</sub></b>	4,44*10 <sup>5</sup>	kN

Tabell 17 Strekk

## 6. Oppbygging av modell

Opparbeidingen av den digitale modellen tar utgangspunkt i oversiktstegning K420 fra det tekniske forprosjektet til Rambøll (2), og er utarbeidet i modell- og analyseprogrammet SAP2000. Modellen er modellert etter kravene i N400 og Eurokode 0 til 9. Målsetting av modellen gjenspeiler oversiktstegningen med noen egne antagelser der målsettingen er mangelfull eller ikke fremkommer i tegningen. Viadukter er ikke inkludert i tegningene, men er gitt egenskapene i form av randbetingelser tilknyttet avstivingsbæreren.

I forbindelse med oppbygging av modellen manglet programmet ekstruderte aluminiumsprofiler i biblioteket. Dette førte til at gruppen måtte bruke tilnærminger for å få modellert tverrsnittet i avstivingsbæreren. På figur 23 nedenfor ser man at avstivingsbæreren er modellert som et kurvet bjelkeelement. Bjelkeelementet er gitt de tverrsnittsegenskapene fra kapittel 5 og modellert med en overhøyde på 7 meter. Avstivingsbæreren er ikke modellert med tverrfall, og det er ikke påført laster fra rekkverk og lyktestolper.



Figur 23 Global modell

## 6.1 Geometriske størrelser av broen

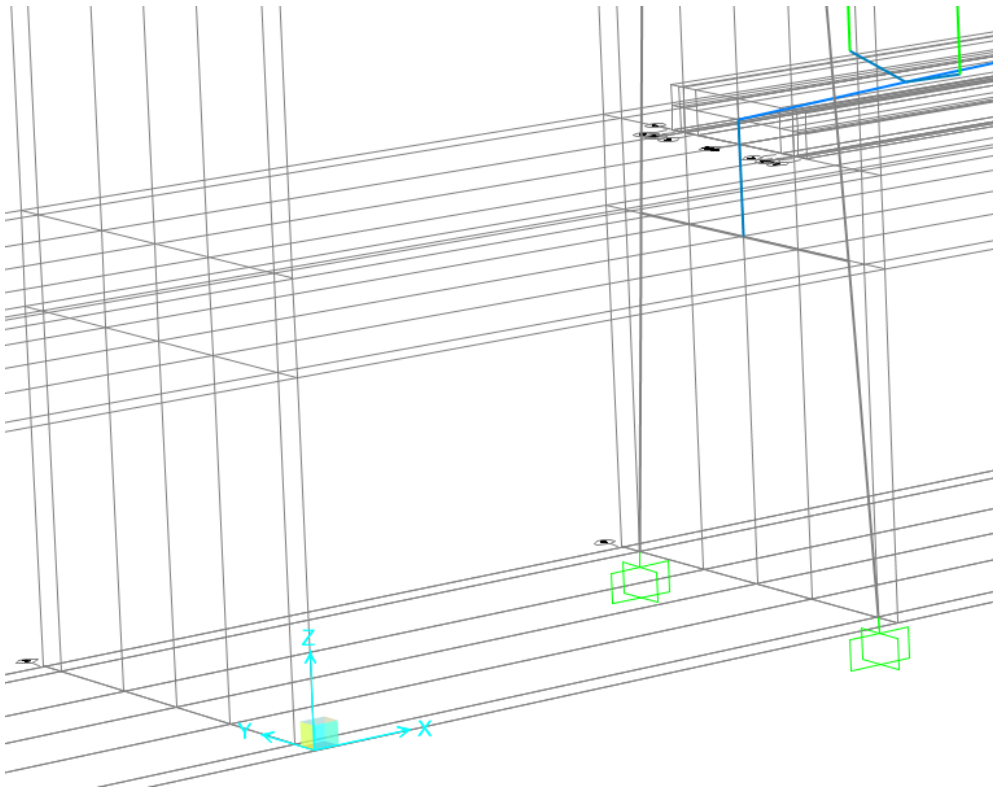
Målsetting av modell	Lengde
Hovedspenn	540 meter
Pilhøyde	48 meter
Overhøyde	7 meter
Avstand mellom hengestenger	12,2 meter
Antall hengestenger	44 par
Brotårn	101 meter
Lengste hengestang-korteste hengestang	56,3-6,5 meter
Forankringskabler	Sør: 114 meter, Nord: 165 meter

Tabell 18 Geometriske størrelser av modell

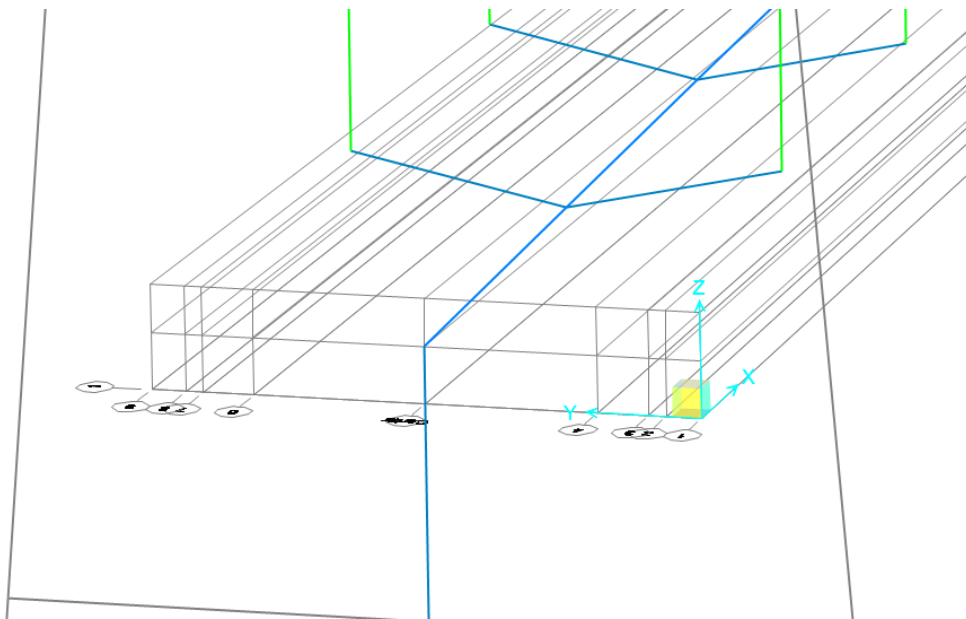
## 6.2 Aksesystem og grid

Aksesystemet er delt inn i to systemer, et globalt og et lokalt. Det globale aksesystemet representerer den globale modellen med x-akse og y-akse som de horisontale retningene i planet, der x-akse er lengderetningen og y-akse er tverretningen. Z-retningen representerer den vertikale høyderetningen. I lokalt aksesystem for avstivingsbæreren gjelder samme retningene som globalt system. Positive retninger vises i figuren nedenfor. Aksekorset er plassert i retning sør ifølge oversiktstegning K420 i forprosjektet. Z-retning peker mot vest og x-retning peker mot nord.

På laster- og spenningsresultater bruker analyseprogrammet retning 1, 2 og 3 som tilsvarer aksene x, y og z



Figur 24 Globalt aksesystem



Figur 25 Lokalt aksesystem

### 6.3 Definerings av materialer og elementer i SAP 2000

Før modellering av modellen defineres materialer og elementer i SAP2000. Material- og tverrsnittsdata hentes fra kapittel 2.4 for bruk i modelleringen.

<b>Konstruksjonsdel</b>	<b>Material</b>	<b>Element</b>
Brotårn /rigel	Betong C45/C55	Bjelkeelement
Hovedkabel	Definert etter N400 Parallelltrådkabel	Kabelement
Forankringskabel	Samme som Hovedkabel Parallelltrådkabel	Kabelement (straight frame object)
Hengestenger	Definert etter N400 spiralslåtte kabler	Kabelement (straight frame object)
Avstivingsbærer	Aluminium T6-6082- legering	Kurvet Bjelkeelement

Tabell 19 Definerings av konstruksjonsdeler

### 6.4 Definerings av laster og lastkombinasjoner

Laster i modellen defineres både i bruks- og bruddgrensetilstand. Laster som blir påført modellen er egenlast, trafikklast og vindlast. Lastfaktorer i bruddgrensetilstand er satt til 1,2 for egenlast, 1,35 for trafikklast og 1,6 for vindlast etter tabell NA.A2.4(B) i Eurokode 0.

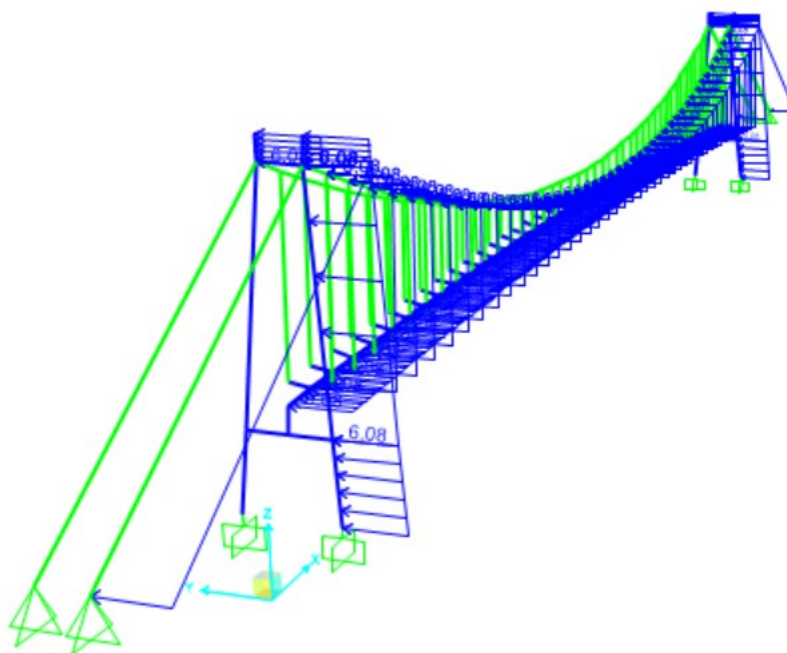
I bruksgrensetilstand inngår trafikklast og vindlast. I bruddgrensetilstand inngår egenlast, vindlast og trafikklast.

### 6.4.1 Laster påført konstruksjonen

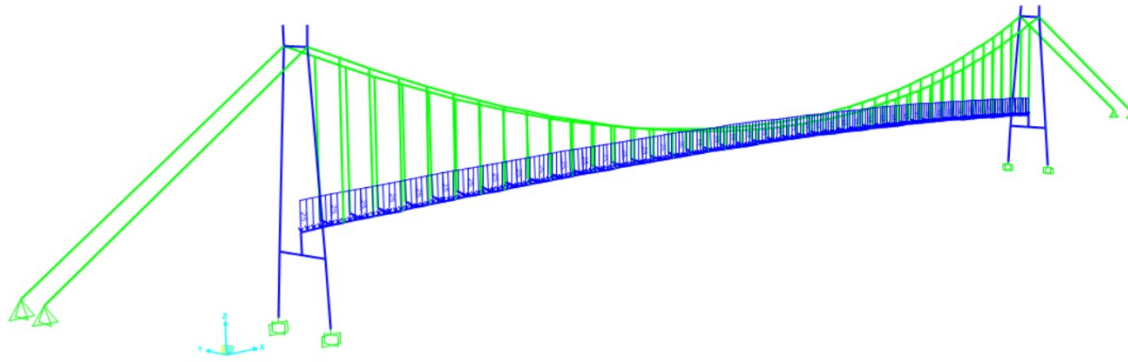
	kN/m	Lastfaktor	Lasttype
Egenlast avstivingsbærer (inkl. belegning)	31,46 (56,46)	1,2	Lineær statisk
Trafikklast	12,00	1,35	Lineær statisk
Vindlast	6,08	1,6	Lineær statisk

Tabell 20 Laster i analysen

Vindlasten er plassert i positiv y-retning som er fra øst slik det vises av modellen figur 25 og virker jevnt fordelt 90 grader på alle konstruksjonsdelene i zx-planet. Den dimensjonerende vindlasten kommer i virkeligheten fra vest men det har ingen innvirkning på resultatet. Trafikklasten er påført som en jevnt fordelt last i negativ z-retning på avstivingsbæreren og vises på figur 26.



Figur 26 Plassering av vindlast



Figur 27 Plassering av trafikklast

## 6.5 Randbetingelser

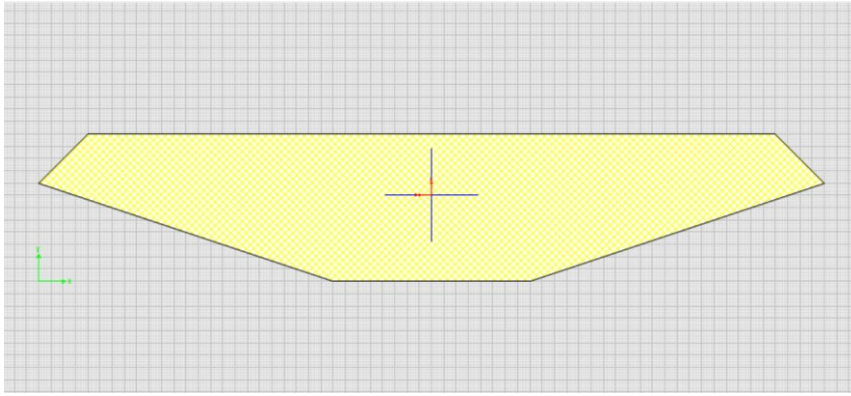
	<b>Rotasjon</b>	<b>Forskyvning</b>
Tårn forankring	Fastholdt i alle retninger	Fastholdt i alle retninger
Bærekabel forankring	Fri i alle retninger	Fastholdt i alle retninger
Hengestenger	Fri i alle retninger	Fastholdt i alle retninger
Avstivingsbærer	Fastholdt i alle retninger	Fastholdt i alle retninger

Tabell 21 Randbetingelser

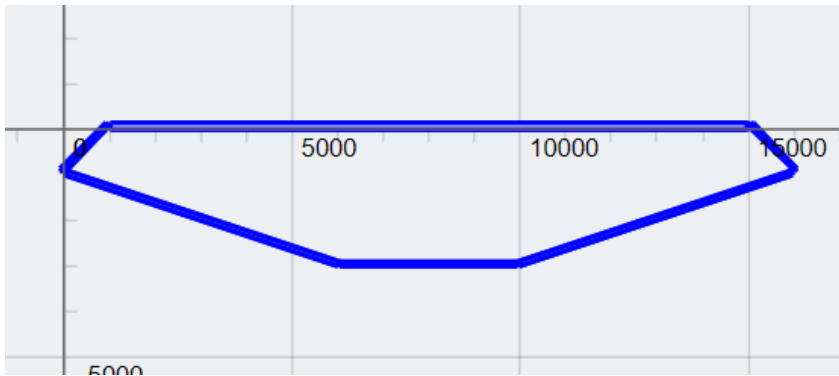
## 6.6 Avstivingsbærer

Modellering av avstivingsbæreren er modellert i analyse- og designprogrammet SkyCiv. I figur 25 ser man koblingen mellom hengestengene og avstivingsbæreren. Disse er justert til å ha meget stor stivhet og har som eneste funksjon å overføre last fra avstivingsbæreren til hengestengene. Avstivingsbæreren som er et kurvet bjelkeelement i SAP2000 er modellert som et massivt tverrsnitt vist i figur 28, og som ekstrudert tverrsnitt i SkyCiv vist i figur 29. Hensikten med dette er å få modifisert tverrsnittsegenskapene fra SkyCiv til SAP2000 slik at de tilsvarer det ekstruderte tverrsnittet.



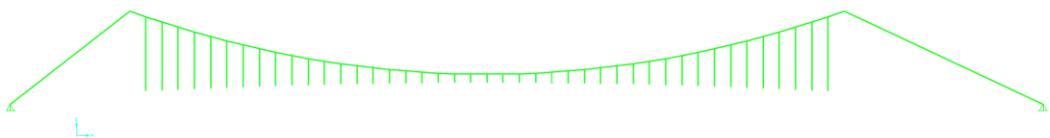


Figur 28 Avstivingsbærer i SAP2000



Figur 29 Ekstrudert tverrsnitt i SkyCiv

## 6.7 Hovedkabel



Figur 30 Kabelgeometri

Hovedkabelen modelleres som et kabelelement med en vertikal forskyvning på 48 meter og kabelen blir delt inn i 44 segmenter som tilsvarer antall hengestenger i et plan.

Forankringskablene er av samme kabelelement, men har ikke noen vertikal forskyvning og oppfører seg som et rett bjelkeelement som bare opptar strekkraft. Både hovedkabel og forankringskabel har ingen forspenning. Forankringskabelen i sør har en kortere lengde enn i nord. Strekkfastheten er satt til 1770 MPa og E-modul til 205 000 MPa. Hovedkabelen har en lengde på 549 meter per plan og forankringskabel i sør har en lengde på 114 meter.

Forankringskabel i nord har en lengde på 166 meter.

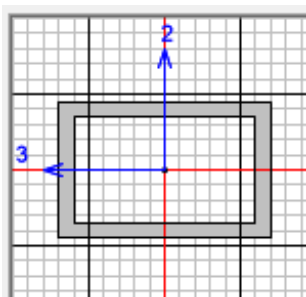
## 6.8 Hengestenger

Hengestengene modelleres som et kabelelement med ingen forskyvinger eller forspenning. Antall hengestenger per plan er 44 og en total lengde per plan på 1022 meter. Hengestengene har en diameter på 45 millimeter og en kabelavstand på 12,2 meter. Strekkfastheten er satt til 1570 MPa og E-modul til 205 000 MPa. Fra Bømlobrua er det prosjektert med en bruddstyrke på hengestengene på 2 000 kN per stang.

Etter møte med Leirvik kunne avstanden økes mellom hengestengene med tanke på at det er en lettere avstivingsbærer. Det er ikke forsøkt modellert med 18 meter kabelavstand, men man kan se på analyseresultatene at hengestengene har mye kapasitet igjen.

## 6.9 Tårn

Tårnene har en betongkvalitet på C45/55 med en trykkfasthet på 45 MPa og en E-modul på 36 000 MPa. Tårnene er modellert med lik dimensjon i topp og bunn. Dimensjonene på tverrsnittet er 4,5 meter x 7,0 meter med en tykkelse på 500 millimeter, og tårnene har en høyde på 101 meter.



Figur 31 Tverrsnitt tårn

## 7. Global analyse av modell i SAP2000

SAP2000 er et elementmetode-program som har mange bruksområder, og kan utforme alle typer strukturelle systemer. Programmet har mange funksjoner innen påføring av forskjellige typer laster og et stort utvalg av materialer.

Før opptegning av modellen defineres oppsettet i analyseprogrammet. Definerings av materialer, tverrsnitt, lasttilfeller og lastkombinasjoner er fordelaktig å gjøre før modelleringen.

Parameterne man gir de forskjellige konstruksjonsdelene vil automatisk generere en egenlast tilhørende de gitte parameterne. På den måten blir det enkelt å forandre modellen ved behov.

Alle laster er definert som lineær statisk, og dynamisk respons inngår ikke i denne analysen. Egensvingeperiode vil ikke bli medtatt da modelleringen av avstivingsbærer er forenklet, og dermed er en usikkerhet rundt analysen.

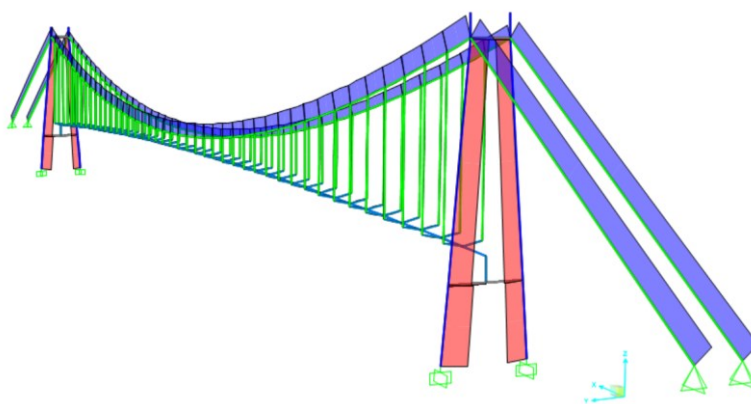
Laster som inngår i analysen er egenlast fra alle konstruksjonsdeler som SAP2000 genererer og påførte laster som vind- og trafikklast med tall fra utregningene i kapittel 3. Nedbøyning på avstivningsbærer er analysert ut ifra egenlast mens den globale analysen i bruddgrensetilstand er basert på alle laster som er definert i kapittel 6.4 I bruksgrensetilstand inngår trafikk- og vindlast.

Utmatting er en viktig analyse ved aluminium spesielt for at hengebroer blir utsatt for svingninger og bevegelser, men basert på vår analyse og kunnskapsgrunnlag ser man bort ifra utmatting.

## 7.1 Hovedkabler og hengestenger

Vindlasten er påsatt som en jevnt fordelt last på alle konstruksjonsdeler 90 grader i y-retning i et plan. Egenlasten og trafikklaster er påsatt som en jevnt fordelt last og virker i gravitasjonsretning på kurvet bjelkeelement som definert i kapittel 6.3.

Modellen nedenfor sett fra sørvest, viser aksialkraften i tårn og bærekablene. Blå farge indikerer strekkraft på bærekablene mens rødfargen indikerer trykkraft på betongtårnene.



Figur 32 32 Aksialkraft-diagram bruddgrense

### 7.1.1 Strekkraft på kabler

Konstruksjonsdel	Lastvirkning	Aksialkraft		Spenning (MPa)		Strekkefasthet (MPa)
		Min	Max	Min	Max	
Forankringskabel	Bruddgrense	39 MN	47 MN	309	370	1770
Forankringskabel	Bruksgrense	5,7 MN	8 MN	45	63	1770
Hovedkabel	Bruddgrense	34 MN	50 MN	267	395	1770
Hovedkabel	Bruksgrense	1,7 MN	14 MN	14	112	1770
Hengestenger	Bruddgrense	306 kN	634 kN	193	398	1570
Hengestenger	Bruksgrense	22 kN	212 kN	14	134	1570

Tabell 22 Strekkraft kabler

## 7.2 Opplagerreaksjoner

Lastvirkningene i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand på opplager i forankringskabler og brotårn vises i tabellene nedenfor. Forankringskablene er ikke fastholdt for rotasjon.

### 7.2.1 Bruddgrensetilstand

Knutepunkt	Lasttilfelle	F1 x	F2 y	F3 z	M1 x	M2 y	M3 z
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Forankringskabel SV	Brudd	-34203	0	-26202	0	0	0
Forankringskabel NV	Brudd	34707	0	-15502	0	0	0
Forankringskabel NØ	Brudd	34800	-604	-15545	0	0	0
Forankringskabel SØ	Brudd	-36262	-416	-27812	0	0	0
Tårn forankring SØ	Brudd	-13567	1334	63994	65914	-347500	-57874
Tårn forankring SV	Brudd	30802	-13530	98206	72111	356364	8100
Tårn forankring NØ	Brudd	12875	735	52525	76040	357758	35320
Tårn forankring NV	Brudd	-29153	-12912	86005	87043	-319797	-46623

Tabell 23 Opplagerreaksjoner bruddgrense

## 7.2.2 Bruksgrensetilstand

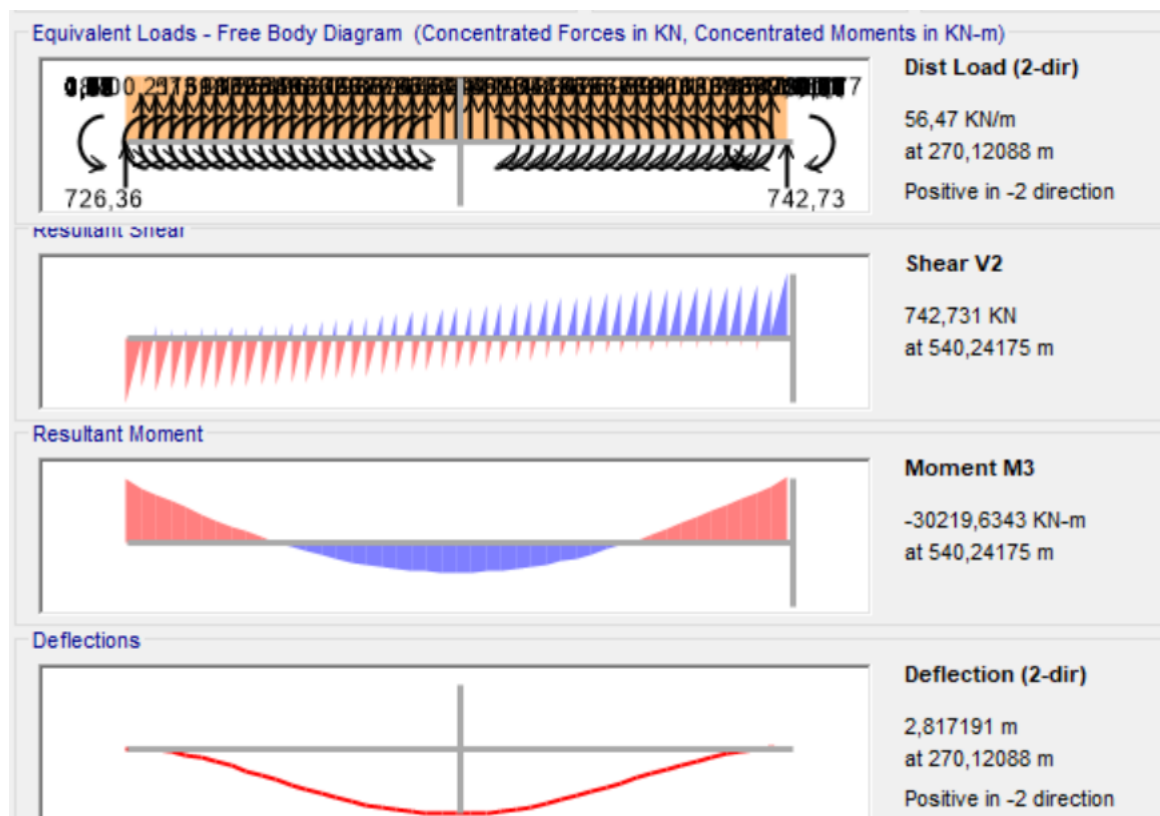
Knutepunkt	Lasttilfelle	F1 x	F2 y	F3 z	M1 x	M2 y	M3 z
		KN	KN	KN	KN-m	KN-m	KN-m
Forankringskabel SV	Bruks	-4225	0	-3303	0	0	0
Forankringskabel NV	Bruks	5187	0	-2433	0	0	0
Forankringskabel NØ	Bruks	5280	-604	-2477	0	0	0
Forankringskabel SØ	Bruks	-6284	-416	-4912	0	0	0
Tårn forankring SØ	Bruks	-20921	-5411	-10811	68071	-351295	-32449
Tårn forankring SV	Bruks	23448	-6786	23401	69955	352569	-17326
Tårn forankring NØ	Bruks	19771	-5440	-12097	80004	340276	2974
Tårn forankring NV	Bruks	-22257	-6736	21383	83079	-337278	-14277

Tabell 24 Opplagerreaksjoner bruksgrense

## 7.3 Avstivingsbærer

### 7.3.1 Egenlast Lastvirkningsdiagram

Basert på randbetingelsene beskrevet i tabell 21 får avstivingsbæreren et moment på 21 280 kNm ved opplager, og en skjærkraft på 484 kN ved opplager. Nedbøying ved egenlast er beskrevet i kapittel 7.3.2



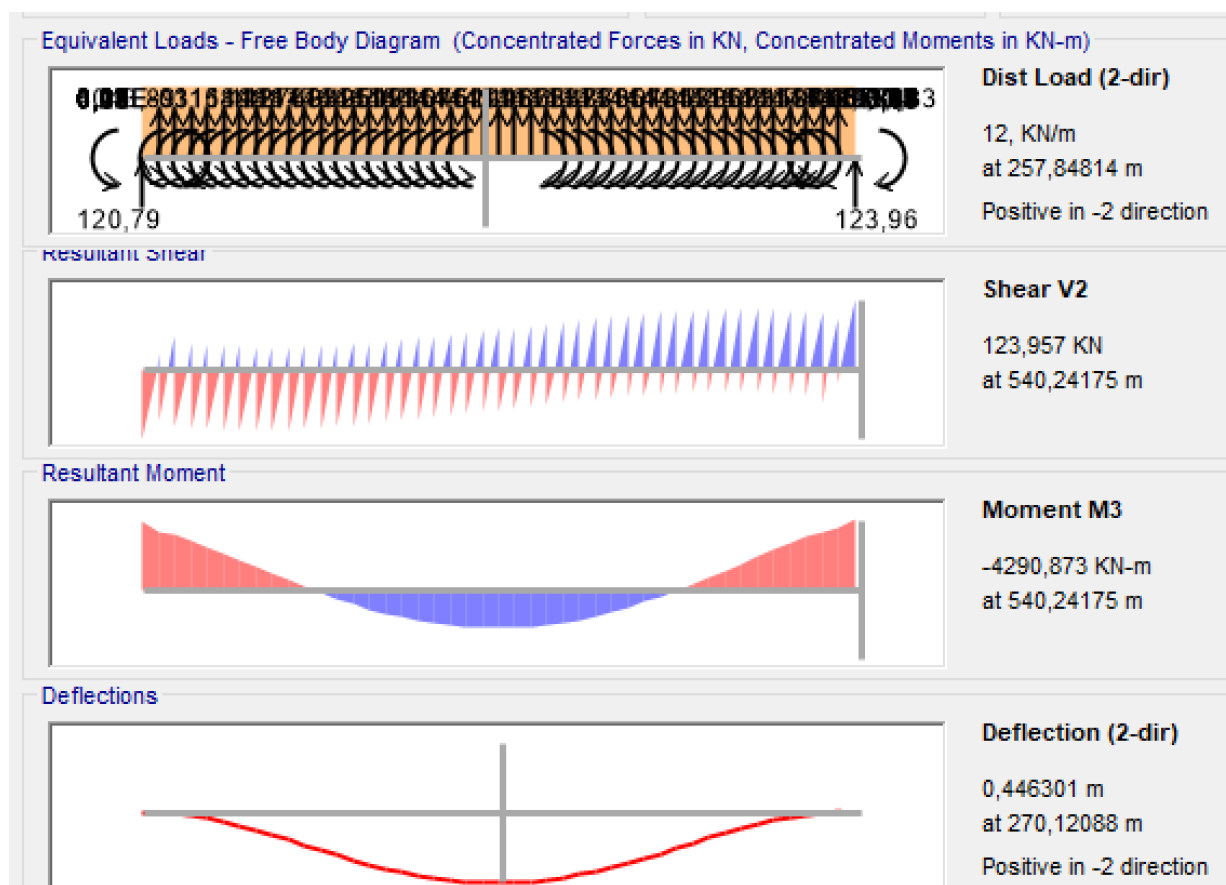
Figur 33 33 Lastvirkningsdiagram egenlast

### 7.3.2 Nedbøyning

I analysen vises en nedbøyning på 2,8 meter basert på en egenlast på 56,47 kN/m. Kravet i N400 beskrevet i kapittel 3.4.5 skal ikke nedbøyningen på avstivingsbæreren overstige 1,543 meter basert på  $L/350$ . Nedbøyningen skyldes modifiseringen av tverrsnittsdataen fra SkyCiv til SAP2000, og de tilnærmingene som er gjort med avstivingsbæreren. Forspenning av kabler og avstivingsbærer er ikke foretatt i analysen og medfører at stivheten blir mindre og nedbøyningen blir større.

### 7.3.3 Trafikklast lastvirkningsdiagram

Trafikklasten virker med en jevnt fordelt last på 12,0 kN/m og har en liten påvirkning alene. Den gir samme typer lastpåvirkninger som egenlast bare med lavere lastvirkning. Ut fra skjærkraftdiagrammet vises det hvor hengestengene er plassert. Nedbøyningen er størst ved midten av avstivingsbæreren.



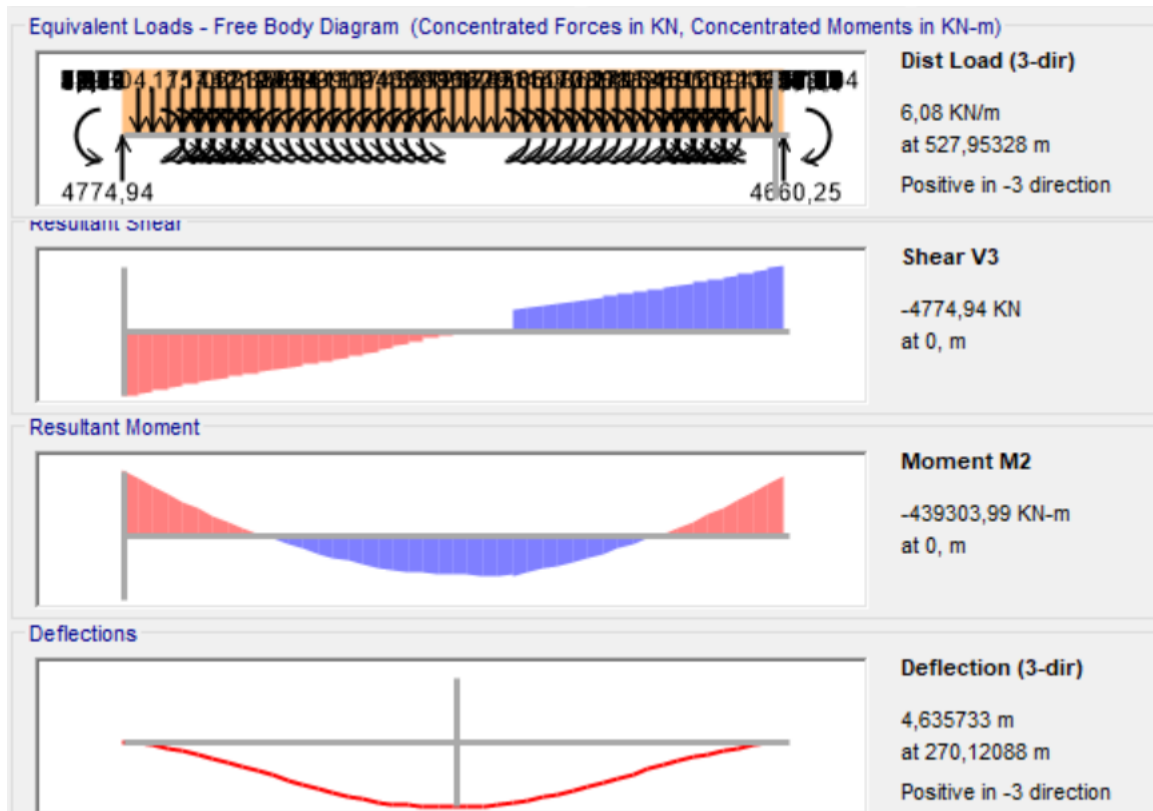
Figur 34 34 Lastvirkningsdiagram trafikk



### 7.3.4 Vindlast lastvirkningsdiagram

Vindlasten virker på y-akse og avstivingsbærer får lastvirkning om sterk akse.

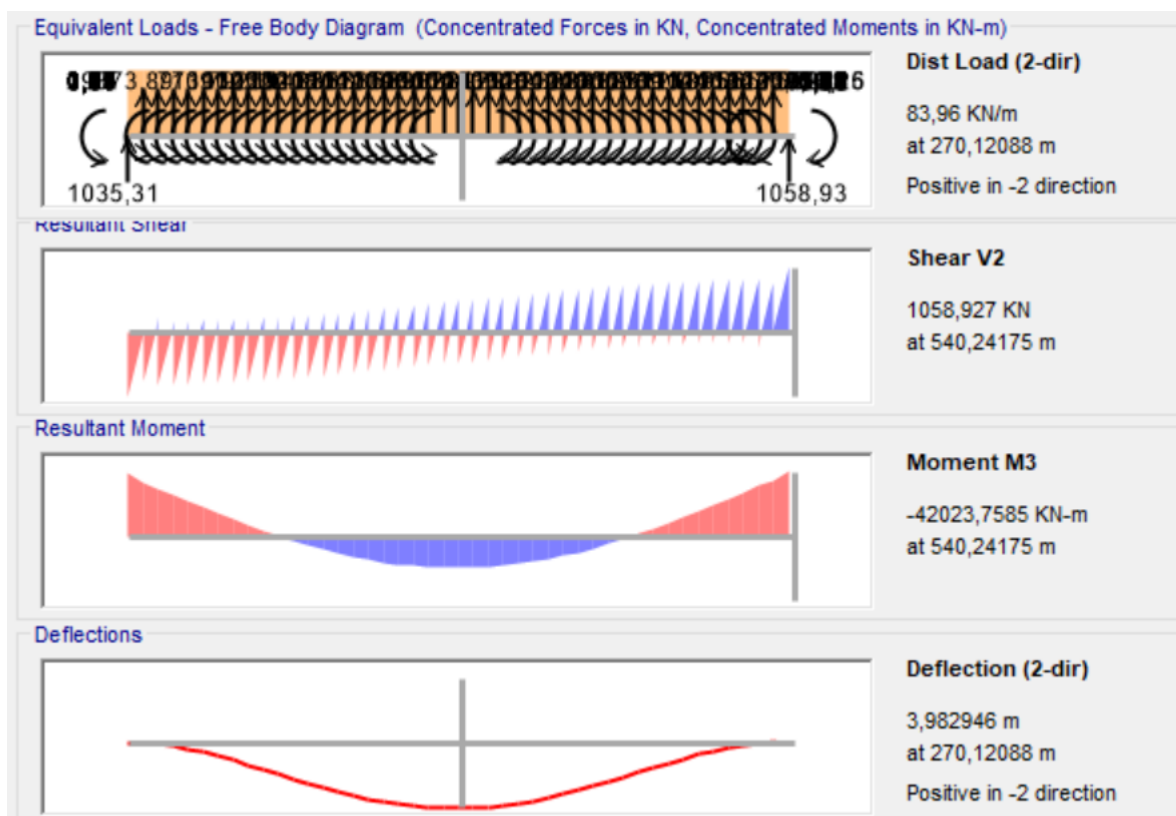
Avstivingsbæreren får en sideveis forskyving på 4,6 meter og får et stort moment i forhold til egenlast og trafikklaster.



Figur 35 35 Lastvirkningsdiagram vind

### 7.3.5 Bruddgrensetilstand lastvirkningsdiagram

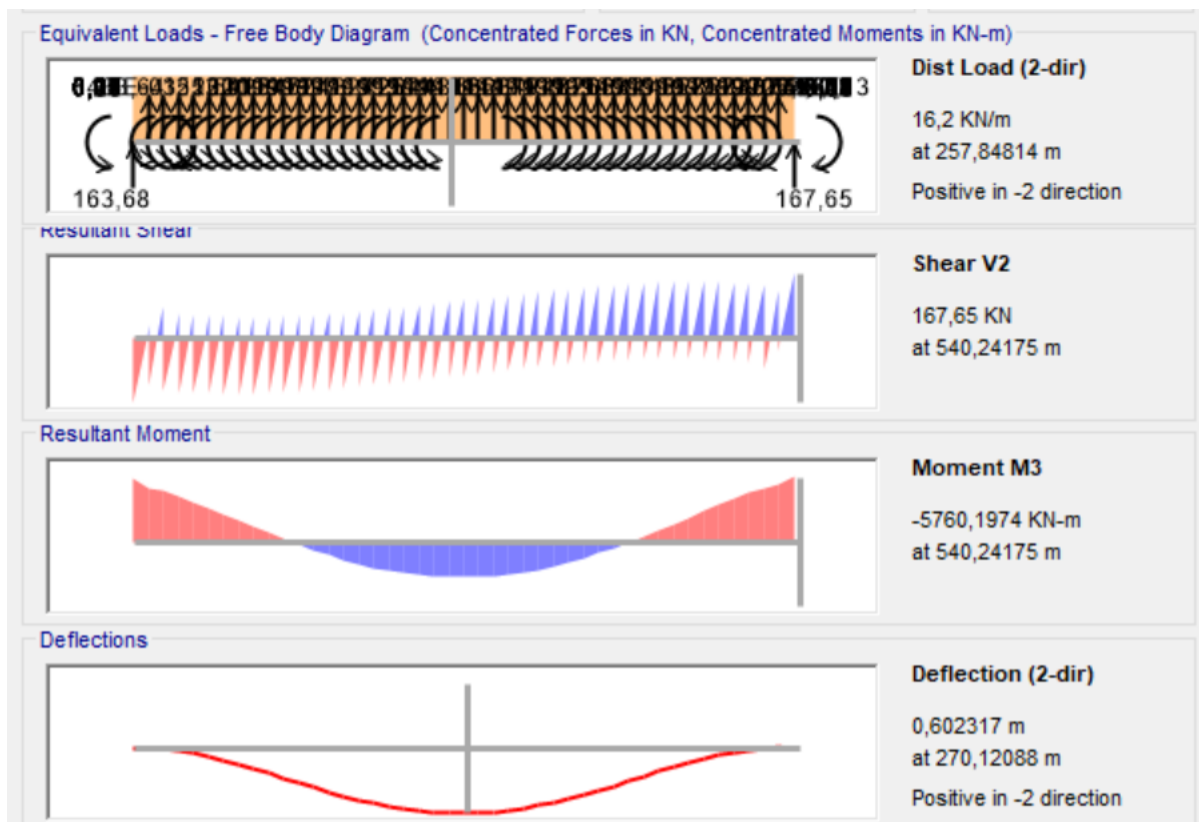
Ved påføring av alle laster som inkluderer egenlast med belegning, vindlast og trafikklast tilhørende lastfaktorer beskrevet i tabell 20. I dette lasttilfellet ser man at den fordelte lasten på avstivingsbæreren blir 84 kN/m. Skjærkraften får en maksimal verdi på 1 059 kN og et maksimalt moment på 42 023 kN/m ved opplager. Nedbøyingen ved midtpunktet er 3,98 meter og er bare informativt.



Figur 36 36 Lastvirkningsdiagram bruddgrense

### 7.3.6 Bruksgrensetilstand lastvirkningsdiagram

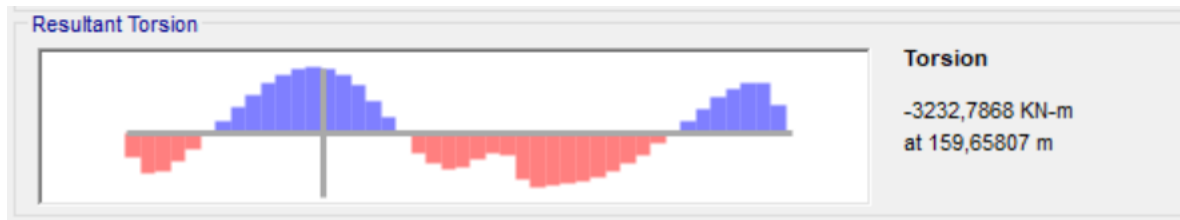
I bruksgrensetilstand virker trafikklast og vindlast i hver sin retning. En samlet lastvirkning gir en jevnt fordelt last på 16,2 kN/m og momentet er den største lastpåvirkningen på 5 760 kNm.



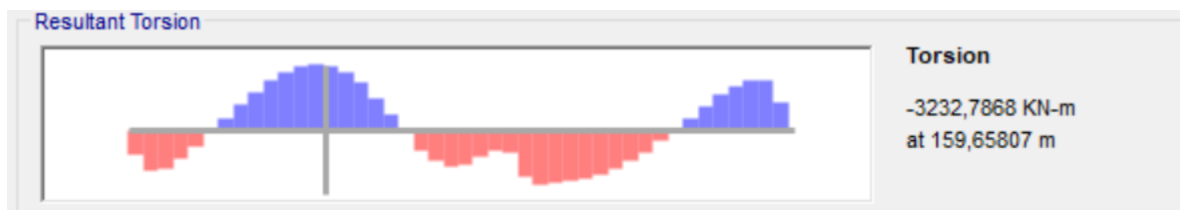
Figur 37 37 Lastvirkningsdiagram bruksgrense

### 7.3.7 Torsjon

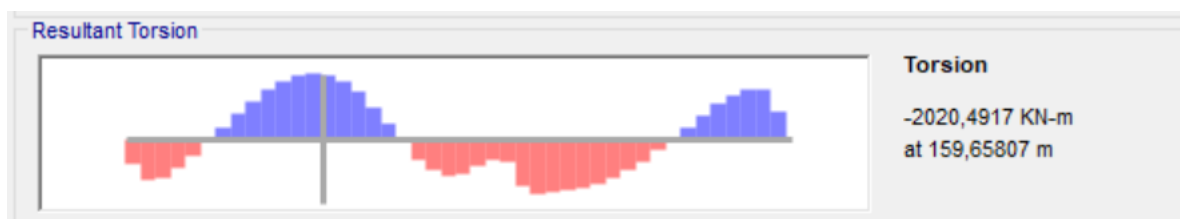
Den største lastpåvirkningen for torsjon er fra vindlast. Lastvirkningen fra egenlast for torsjon er neglisjerbar. En samlet lastvirkning fra vindlast og trafikklast gir et samlet torsjonsmoment på 3 233 kNm.



Figur 38 38 Torsjon bruddgrense



Figur 39 39 Torsjon bruksgrense



Figur 40 40 Torsjon vindlast

## 7.4 Tårn

Tårnene har egenskapene som beskrevet i kapittel 6.9. Ved forankringen i bunn får man en samlet spenningstilstand ved Von Mises kriteriet på 34 MPa som er innenfor trykkfastheten på betongklasse C45/55.

### 7.4.1 Maksimale lastvirkninger

Konstruksjonsdel	Lastkombinasjon	Aksial	Moment	Torsjon	Skjær	Von Mises
		MN	MNm	MNm	MN	MPa
Tårn SV	Bruddgrense	-99	397	21	31	34
Tårn SØ	Bruddgrense	-64	-341	86	16	29
Tårn NV	Bruddgrense	-87	-426	20	-29	31
Tårn NØ	Bruddgrense	-52	353	-64	-13	30

Tabell 25 Maksimale lastvirkninger tårn

## 7.5 Oppsummering analyseresultat avstivingsbærer

Avstivingsbærer basert på analyseresultatene har tilstrekkelig med kapasitet ifølge håndregningen i kapittel 5.5. Største skjærkraft oppnås ved kun påført vindlast som vises i kapittel 7.3.4 med en skjærkraft på 4 778 kN mot en skjærkraftkapasitet på 727 000 kN. Det største momentet opptrer også i kun påført vindlast med et moment på 44 MNm mot en momentkapasitet på 615 MNm.

Kontroll mot Von Mises-kriteriet på tårn er utført i SAP2000, og største Von Mises spenning er på 34 MPa i tabell 25 mot en kapasitet på 45 MPa. For Torsjon ser vi at største andelen av lastvirkningen kommer fra vindlast med 2 020 kNm. En samlet lastvirkning fra vind og trafikk i bruksgrensetilstand på 3 232 kNm. Virkningen fra egenlast utgjør ingenting, og dermed blir lastvirkningen fra bruksgrense og bruddgrense lik. Fra kapittel 5.5.5 ser man at kapasiteten på 98 000 kNm er tilstrekkelig for torsjonsmoment.

## 8. Bærekraft og kostnader

Broer i aluminium kan ha store fordeler både innenfor kostnader ved vedlikehold og for å kutte CO<sub>2</sub>-utslipp. Dagens broer i stål krever behandling mot korrosjon, som resulterer i store kostnader og mye arbeid ved overflatebehandling. Broer i aluminium korroderer ikke på samme måte ettersom oksidbelegget beskytter mot korrosjon. Produksjon av moduler i aluminium er både positivt for norsk næringsliv, og vil med norsk produsert aluminium ha et mindre klimaavtrykk ved bruk av vannkraft.

### 8.1 Bærekraftig material

Hvis man velger aluminium som materiale er det mer bærekraftig valg enn stål. Ved produksjon i Norge kan man bruke fornybar energi, og i tillegg er aluminium langt mindre energikrevende å gjenvinne. Resirkulering av brukt aluminium krever mye mindre energi, rundt 5%, enn å produsere aluminium fra bauksitt (27). Aluminium har relativt lavt smeltepunkt som gjør at resirkuleringen krever lite energi. Det er allerede et godt fungerende system for å gjenvinne aluminium, hvor opptil 70% kan inneholde gjenvunnet aluminium. 75% av all aluminium som noensinne er blitt produsert er fortsatt i bruk (28). Dette bidrar til en mer sirkulær økonomi og utnytting av ressurser i større grad med tanke på livsløpsanalyse. Vedlikehold og reduksjon av klimagasser er to avgjørende faktorer innen fremtidens infrastrukturprosjekter (29).

### 8.2 Næringsliv

Verftene i Norge har høy kompetanse ved bearbeiding av aluminium. Anlegget i Sunndal er lokalt og kunne potensielt produsert tverrsnittet. Leirvik AS er ledende på kunnskap om aluminium i broer, som kunne hatt en midlertidig fabrikkomt. Dersom Leirvik produserer moduler og leverer disse med skip fra eksisterende fabrikk, gjør at man kan redusere produksjonstid og leveringstid. Dette vil spare kostnader og byggeprosessen vil ta kortere tid. Det er også fordelaktig med produksjon i Norge med tanke på næringslivet og ringvirkninger dette gir.

### 8.3 Vedlikehold

Dersom aluminium blir brukt i brokonstruksjoner kan man redusere kostnader utover investeringen. En bro dimensjoneres etter 100-års levetid og skal vedlikeholdes gjennom hele levetiden. Stålbroer er antatt til å ha like store vedlikeholdskostnader som byggekostnader. Aluminium krever ikke overflatebehandling, og dermed kan spare mye kostnader sammenlignet med en bro i stål. Aluminium i brokassen har et stort fortinn siden den er tilnærmet vedlikeholdsfri. Gjennom hele livsløpet kutter man store deler av vedlikeholdskostnader. Årlig bruker Statens vegvesen en halv milliard på vedlikehold av broene i Norge (30). Rust og malingskader på stål er en av de viktige kontrollene som må gjøres, hvor aluminium ikke krever særlig inspeksjon.

### 8.4 Kostnadsberegning

Å estimere og sammenligne kostnadene er krevende siden det er mangel på informasjon. I det tekniske forprosjektet er det laget et kostnadsanslag som er utarbeidet i 2018. Kostnadene har økt siden da, og råvareprisene varierer som gjør at tallene kan være svært avvikende fra dagens kostnader. For å kunne sammenligne kostnadene for brokassene er tallene under hentet fra det tekniske forprosjektet for Kjerringsundet.

Stålkasse i hovedspenn	Enhet	Mengde	Enhetspris	Sum
Levering av stålmaterialer, stålkasse hovedspenn	tonn	3 580	15 000	53 700 000
Bearbeiding og sammenføyning av ståldeler	tonn	3 580	15 000	53 700 000
Overflatebehandling av stålkonstruksjoner	m <sup>2</sup>	12 500	3 000	37 500 000
Transport og montasje av stålkonstruksjoner	tonn	3 580	10 000	35 800 000
<b>Totalsum</b>				<b>180 700 000</b>

Tabell 26 Kostnader stålkasse

På grunn av begrenset informasjonstilgang vil sammenligning av brokasse i stål og aluminium bestå av antagelser av kostnader for en brokasse i aluminium. Tallene som er brukt i beregning av brokasse i aluminium er hentet fra rapporten til Langenuen som er et relativt likt prosjekt (31). Analysen av kabler antyder at mengden kan reduseres fra stålkasse til aluminiumskasse, hvor også rapporten til Langenuen viser det samme. Hengestengene og hovedkabel kan reduseres med opptil 20% og 10% henholdsvis. Prisen for brokasse i aluminium er basert på kostnadene i rapporten om Langenuen, hvor en midlere pris på 80 kr per kg for brokassen er valgt. Dette er en stor usikkerhet i beregningen, men gir et overslag for kostnadene for ulike konstruksjonsdeler.

	Stål			Aluminium	
<b>Hengestenger</b>					
Mengde	30	tonn		24	tonn
Pris	200 000	kr/enhet		200 000	kr/enhet
Sum	6 000 000	kr		4 800 000	kr
<b>Bærekabler</b>					
Mengde	1 370	tonn		1 233	tonn
Pris	85 000	kr/enhet		85 000	kr/enhet
Sum	116 450 000	kr		104 805 000	kr
<b>Brokasse</b>					
Mengde	3 580	tonn		1732	tonn
Pris	50 475	kr/tonn		80 000	kr/tonn
Sum	180 700 500	kr		138 560 000	kr
<b>Overflatebehandling</b>					
Mengde	12 500	m <sup>2</sup>		0	m <sup>2</sup>
Pris	3 000	kr		0	kr
Sum	37 500 000	kr		0	kr
<b>Totalsum</b>	<b>340 650 500</b>	<b>kr</b>		<b>248 165 000</b>	<b>kr</b>

Tabell 27 Kostnadssammenligning

Gjennom levetiden til brokonstruksjonen vil en brokasse i stål kreve vedlikehold i form av overflatebehandling. I tillegg til overflatebehandling som kreves gjennom vedlikehold, så er det også estimert overflatebehandling ved byggefase på 37,5 millioner kroner.

Aluminiumsmodulene kan produseres på fabrikk i 60 meters lengder. Dette vil gi store fordeler med tanke på sveisekostnader. Dersom sveisingen kan utføres på fabrikk vil dette gi store kostnadskutt ettersom man ikke behøver like mye sveisearbeid på byggeplass. I tillegg vil sveisekvaliteten bli bedre på fabrikk og enklere å kontrollere. Leirvik AS kan produsere aluminiumsmodulene som vil gi en langt kortere transportstrekning, enn ved stålmoduler produsert i Asia. Ved moduler på 60 meter kan man kutte kostnader med tanke på transporter, montering og sveisearbeid.



## 9. Diskusjon

### 9.1 Dimensjonering

#### 9.1.1 Modell

Modellen er tegnet i stor grad etter den prosjekterte broen laget i stål og betong. Lite forkunnskap og sammenligningsgrunnlag er årsaken til at få endringer gjøres i modellen. Ved bruk av aluminium i brokassen kan det tenkes at andre løsninger knyttet til de øvrige konstruksjonsdelene ville vært fordelaktig. Antall hengestenger eller dimensjoner på kabler kunne basert på analysen reduseres.

På grunn av lite forkunnskaper om utforming av tverrsnitt til brokassen, ble få endringer fra den prosjekterte brokassen utført. Ved bruk av ekstruderte profiler kan aluminium oppnå samme kapasitet som brokasser i stål. Profilene som er brukt er hentet fra rapporten til Langenuen laget av Multiconsult. Geir Mosaker fra Leirvik AS foreslo at profilhøydene kunne reduseres, og redusere vinklene i brokassen. Høyden til brokassen er lik som i forprosjektet utarbeidet av Rambøll. Det hadde vært interessant å se effektene ved å endre dimensjoner for brokassen, men dette utgår i oppgaven.

I SAP2000 tillater ikke å tegne tverrsnittet med ekstruderte hulprofiler. Som en tilnærming til dette ble det tegnet et bjelkeelement hvor man kunne tillegge egenskaper som samsvarer med brokassen. Det valgte bjelkeelementet er uavhengig av dimensjoner, og SAP2000 henter ut informasjon av de gitte egenskapene. SAP2000 ser ut til å være lite anvendt i prosjektering av brokonstruksjoner i Norge. Når man ser på forprosjekter og oppgaver skrevet om hengebroer, ser man at Abacus, Brigadeplus og STAAD er analyseprogrammer som benyttes.

#### 9.1.2 Standarder

For å kunne dimensjonere og analysere en avstivningsbærer i aluminium er man avhengig av tilgang på standarder som kan gi grunnlag for prosjekteringen. Det er få broer bygget i aluminium og materialet er sjeldent valgt i større brokonstruksjoner. Tilgangen på informasjon er begrenset, men det finnes rapporter på forprosjekter om aluminiumsbroer. Det er ingen litteratur som er standardisert for veibroer i aluminium.

Håndbøkene til Statens vegvesen har tilnærmet ingen informasjon om aluminiumskonstruksjoner. Håndbok N400 - Bruprosjektering har egne kapitler om konstruksjoner i stål, betong og tre, men ikke for aluminium. Å bruke aluminium i

brokonstruksjoner er i dag blitt et alternativ til fremtidens prosjekter. Mangel på støttelitteratur og sammenligningsgrunnlag gjør at antagelser og forenklinger foretas i dimensjoneringen.

For å beregne på tverrsnittet i brokassen er Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner brukt som grunnlag. For å beregne på tverrsnittskapasiteten til brokassen er data fra SkyCiv lagt til grunn. Eurokoden har ikke beregningsgrunnlag for tverrsnitt som brokassen har.

## 9.2 Analyse

Den globale analysen viser resultater som gir fornuftige lastvirkninger tilknyttet vår teori og forutsetninger i modellen. Utrekningene for kapasitet i kapittel 5 viser tilstrekkelig kapasitet for alle lastvirkningene. Lastvirkningen på avstivingsbæreren fra vindlast dominerer, og man ser på modellen at det er viktig å ta hensyn til aerodynamisk respons og egensvingninger på hengebroen. Aluminium er svakere og ømfintlig mot bevegelser, derfor vil utmatting spille en stor rolle ved prosjektering av avstivingsbærer i aluminium. Utmatting er ikke medregnet i analysen, men er viktig for utforming av konstruksjonsdetaljer slik at man designer konstruksjonsdeler for å unngå utmatting. Runde overganger i konstruksjonsdetaljer gjør at man vil redusere sjansene for utmattingsbrudd og vil forlenge levetiden til broen.

Opplagerreaksjonene på tårnene viser at det er størst aksialkraft på tårnene i vest. Dette er fornuftig siden vindlasten er påført i xz-planet på østsiden. Dette gir konstruksjonen et løft slik at lastvirkningen på tårnene i øst blir mindre i z-retning. Vindpåvirkningen til forankringskablene gir bare krefter og ingen momenter ettersom de ikke er fastholdt mot rotasjon. Den største lastvirkningen på hovedkablene er på hovedkabel i vest. Vindlast påført kablene i øst vil bli trykt inn mot broen og vil dermed få en større strekkraft. Dette indikerer at modellen bygd opp i SAP2000 er modellert på en slik måte som broen ville opptrådd som i virkeligheten. Resultatene i avstivingsbærer er noe mer usikker på grunnlag av feilkildene i programmet, og på grunn av usikkerheten i utregningene i kapittel 5.

### 9.3 Bærekraft

Hydro og Leirvik er ledende innen kunnskap om aluminiumsprofiler i større konstruksjoner. Aluminium produseres i Norge med fornybar energi som er fordelaktig med tanke på CO<sub>2</sub>-utslipp. Ved produksjon av moduler i Norge vil man i tillegg kutte transportkostnader og utslipp ved transportering.

Aluminium er et metall som kan gjenvinnes, sammenlignet med stål er det langt mindre energikrevende. Det er positivt for miljøet å gjenbruke metaller enn å produsere nye råmaterialer. Aluminium har en større restverdi enn stål etter endt levetid.

En stålbro krever mye vedlikehold i form av overflatebehandling sammenlignet med en aluminiumsbro. Å utføre overflatebehandling er kostbart, og vil i løpet av levetiden til broen ha en negativ miljøpåvirkning. En bro skal dimensjoneres med en levetid på 100 år, hvor stor andel av totalkostnaden til en stålbro er vedlikeholdskostnader. Aluminium krever langt mindre vedlikehold ettersom det har god bestandighet mot korrosjon. Totale karbonavtrykket for en bro i aluminium sammenlignet med stål er vanskelig å tallfeste, men flere faktorer tyder på at en bro i aluminium er bedre for miljøet.

Det er flere faktorer som tyder på at en brokasse i aluminium vil ha lavere kostnader enn en brokasse laget i stål. Kostnadsberegningen i kapittel 8.4 viser at alternativet med aluminium er mer fordelaktig. Kostnadsberegningen inneholder stor usikkerhet om kostnadene til aluminiumsprofiler. Resultatet viser at brokasse i aluminium er omtrent 73 % av kostnadene til en brokasse av stål.

### 9.4 Feilkilder

#### 9.4.1 Litteratur

Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner er brukt til tverrsnittskapastitet hvor antagelser og forenklinger er gjort i beregningene. Formlene i Eurokoden er universelle, men ettersom tverrsnittet er komplekst kan det oppstå feil og mangler ved beregning av kapasitetene. Begrenset informasjonstilgang i standarder og annen litteratur om brokonstruksjoner i aluminium, gjør at det er stor usikkerhet i beregningene. Antagelser og feiltolkninger kan føre til feil i beregninger som kan være en feilkilde i oppgaven.

## 9.4.2 Modelling

Tverrsnittet er ikke kompatibelt med SAP2000 og det kan være feil i analysen fra SkyCiv som følge av oppbyggingen av tverrsnittet. Tverrsnittsdata fra analysen gjort i SkyCiv kan være en feilkilde ettersom det ikke standardiserte tverrsnitt som utformingen til brokassen. Tallene som er brukt i beregning av kapasiteter i tverrsnittet er hentet fra SkyCiv, hvor det er viktig å være kritisk til tallene. Det er foretatt håndberegninger for å sammenligne med analysen av tverrsnittet i SkyCiv, hvor det viser seg noen avvik. I beregninger av kapasiteten til tverrsnittet er det mulig større og mindre feil.

Ettersom SAP2000 ikke var kompatibel med å tegne en brokasse med hulprofiler, er en annen tilnærming til modelleringen valgt. Et kurvet bjelkeelement er tegnet som en erstatning, hvor man kan legge inn korreksjonsfaktorer som skal samsvare med egenskapene til brokassen. Her ligger potensielt en stor feilkilde. Hvor nøyaktig dette blir sammenlignet med virkelige egenskapene til brokassen er en stor usikkerhetsfaktor.

Nedbøyning på egenlast vil være mindre i virkeligheten ettersom brokassen ikke er forspent. Innspenning i viadukt er fastlåst i alle retninger og mot rotasjoner. Fastholding av avstivingsbærer i alle retninger vil ikke være reelt ettersom avstivningsbæreren må ha en glidefunksjon for å kompensere for temperaturutvidelse. Mellom brokassen og viadukten vil det være et glidelager som glir fritt i x-retningen. Lengdeutvidelseskoeffisienten for aluminium er vesentlig større enn ved stål, og dermed er det viktig ta høyde for dette når man prosjekterer broen.

Største belastningen i y-retning, som er sterk akse til avstivingsbæreren, er vindlasten.

Vindlasten opptrer aldri slik den påsatt modellen. Å påføre en jevnt fordelt last i et plan på alle konstruksjonsdeler er konservativt. Siden den modelleres som statisk lineær last får man ikke virkningene av vindkast, turbulens og ikke korrekt dynamisk respons av vinden. Dette er ikke inkludert i analysen på grunn av kunnskapsgrunnlag.

Kunnskapsgrunnlaget i analyseprogrammet var minimal før oppstart av prosjektet. Egenlæring og prøving av programvaren har påvirkning for analyseresultatene. For en mer korrekt analyse ville man valgt et mer anvendbart program for bromodellering,

### 9.4.3 Kostnader

I de siste årene har vi sett råvareprisene varierer i større grad enn tidligere.

Kostnadsberegningen fra forprosjektet har priser fra 2017, og kostnadene for brokassen i aluminium er fra rapporten til Langenuen fra 2020. Å sammenligne pris for brokasse i aluminium over Kjerringsundet med prisene for prosjektet over Langenuen er upresist ettersom det er forskjellig utforming. Nøyaktigheten for kostnadsberegningene har en stor usikkerhet siden kostnadene er gitt i mengdetall. For å sammenligne kostnadene for de ulike brokassene mer nøyaktig må det innhentes oppdaterte kostnadsoverslag for den prosjekterte brokassen, og i tillegg skaffe prisoverslag for produksjon av aluminiumsprofiler.

## 10. Konklusjon

Ut fra funn gjort i denne oppgaven kan det konkluderes med at brokasse i aluminium er et godt alternativ til hengebroen over Kjerringsundet. Et høyt styrke-vekt forhold gir en lettere brokonstruksjon som resulterer i kostnadsreduksjon på konstruksjonsdeler. Ingen behov for overflatebehandling reduserer vedlikeholdsbehovet, og dette gir en besparelse gjennom broens levetid med tanke på kostnader og klimagassutslipp.

Ved bruk av ekstruderingsløsning i avstivingsbæreren oppnår man tilstrekkelig kapasitet i konstruksjonen med de gitte avgrensningene i analysen. Brokassemoduler prefabrikkert i Norge hos Leirvik gir tidsbesparelser ved montering og transport.

Aluminium produsert i Norge av fornybar energi gir en klimavennlig avstivingsbærer sammenlignet med avstivningsbærer i stål. Strengere krav til klimagassutslipp av fremtidige infrastrukturprosjekter vil påvirke måten vi bygger på, og aluminium vil da ha et konkurransefortrinn.

## 11. Veien videre

Proessen med å lære om hengebroer og aluminium har vært utfordrende og lærerikt. Lite forkunnskaper og erfaringer fra analyseprogrammet har gjort at læringskurven har vært bratt. Samtidig har det vært et spennende prosjekt å utarbeide. I oppgaven måtte det gjøres avgrensninger og forenklinger for å samsvare med formålet og oppgavens omfang.

Det er ulike problemstillinger som ikke er tatt hensyn til i oppgaven som må undersøkes nøyere. Aluminium har en svakhet når det gjelder utmatting. Aerodynamikk, dynamisk respons og svingninger utgår i denne oppgaven på grunn av kunnskapsgrunnlag og omfanget til oppgaven. Lokale brudd og knutepunkter for avstivningsbæreren bør undersøkes, samt svekkelse på grunn av sveis. Dynamiske påvirkninger for hengebroen er ikke undersøkt, men som har stor påvirkning.

Denne oppgaven krever dypere innsikt ved bruk av aluminium i større konstruksjoner. Bedre kunnskap om hengebroer og analyseprogrammer er nødvendig for å utforske problemstillingen videre.

# Referanseliste

1. Molde kommune. Kjerringsundet AS [Internett]. Molde: Molde kommune; u.å. [oppdatert 20.11.2018; hentet 06.03 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.molde.kommune.no/toppmeny/organisasjonen/foretak-selskap-og-stiftelser/aksjeselskap/kjerringsundet-as.4925.aspx>.
2. Rambøll. Teknisk forprosjekt [Internett]. 2018 [hentet 06.03 2023]. Tilgjengelig fra: <https://aukra.custompublish.com/reguleringsplan-kjerringsundet-melding-om-planvedtak.6172292-364956.html>.
3. Møre og Romdal fylkeskommune. Fv. 662 Kjerringsundet - Faglig grunnlag for lokalpolitisk behandling [Internett]. 2022 [Tilgjengelig fra: <https://mrfylke.no/veg-og-kollektiv/vegprosjekt/fv.-662-kjerringsundsambandet>].
4. Consulting DG, Transportøkonomisk institutt. FV 662 Kjerringsundsambandet - Kvalitetssikring av styringsunderlag og kostnadsoverslag for valg prosjekalternativt (KS2). E084b [Internett]. Dovre Group Consulting Transportøkonomisk institutt; 2022 [hentet 06.03 2023]. Tilgjengelig fra: [https://www.toi.no/getfile.php/1374742-1675156114/mmarkiv/Hannes%20mappe%202020/Hanne%202023/KS2%20Kjerringsundet%20-%20Sluttrapport\\_sladdet%202022-11-18.pdf](https://www.toi.no/getfile.php/1374742-1675156114/mmarkiv/Hannes%20mappe%202020/Hanne%202023/KS2%20Kjerringsundet%20-%20Sluttrapport_sladdet%202022-11-18.pdf).
5. Møre og Romsdal fylkeskommune. Fv. 662 Kjerringsundsambandet [Internett]. Molde: Møre og Romsdal fylkeskommune; u.å. [hentet 06.03 2023]. Tilgjengelig fra: <https://mrfylke.no/veg-og-kollektiv/vegprosjekt/fv.-662-kjerringsundsambandet>.
6. Statens vegvesen. Håndbok N100 - Veg- og gateutforming. Internett. Oslo: Vegdirektoratet; 2022. Rapport nr.: ISBN: 978-82-7207-663-3.
7. Statens vegvesen. Håndbok N400 Bruprosjektering - Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner. Internett. Oslo: Vegdirektoratet; 2023. Rapport nr.: ISBN: 978-82-7207-680-0.
8. Kystverket. Farledsnormalen [Internett]. Kystverket; 2022 [oppdatert 14.03.2023; hentet 16.03 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.kystverket.no/regelverk/havne--og-farvannsloven/farledsnormalen/>.
9. Stålbygg. Brotårn av stål kan kutte tid og kostnader [Internett]. Oslo: Norsk Stålforbund; 2020 [hentet 03.05 2023].
10. Statens vegvesen. Håndbok V412 Bæreevneklassifisering av bruer, laster. 2019. Rapport nr.: ISBN: 978-82-7207-772-2.
11. European committee for standardization. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 2: Trafikklast på bruer. 2003. Rapport nr.: NS-EN 1991-2:2003+NA:2010.
12. Statens vegvesen. Håndbok 185 - Bruprosjektering [Internett]. Oslo: Vegdirektoratet 2011 [hentet 20.04 2023]. Tilgjengelig fra: <https://vegvesen.brage.unit.no/vegvesen-xmlui/bitstream/handle/11250/196366/HB-185-Eurokodeutgave-2011.pdf?sequence=1>.
13. Statens vegvesen. Håndbok R412 - Bruklassifisering. 2014. Rapport nr.: ISBN: 82-7207-537-7.
14. European committee for standardization. Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner Del 1-11: Kabler og strekkstag. 2006. Rapport nr.: NS-EN1993-1-11:2006/NA:2009.



15. European committee for standardization. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-4: Allmenne laster, Vindlast. 2009. Rapport nr.: NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009.
16. European committee for standardization. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-7: Allmenne laster, Ulykkeslaster. 2006. Rapport nr.: NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008.
17. European committee for standardization. Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-5: Allmenne laster: Termiske påvirkninger. 2003. Rapport nr.: NS-EN 1991-1-5:2003/NA:2008.
18. European committee for standardization. Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner 1990. Rapport nr.: NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016.
19. Hydro. Slik lages aluminium [Internett]. Hydro; u.å. [hentet 02.05 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.hydro.com/no-NO/aluminium/om-aluminium/slik-lages-aluminium/>.
20. Hydro. Legering 5083 [Internet]. Hydro; u.å. [hentet 03.05 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.hydro.com/no-NO/aluminium/produkter/ekstruderte-profiler/legeringer-for-ekstruderte-profiler/legering-5083/>.
21. Store norske leksikon. Friksjonsveising: Store norske leksikon; 2021 [oppdatert 02.08.23; hentet 04.05 2023]. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/friksjonsveising>.
22. Hydro. Fatigue [Internett]. Hydro; u.å. [oppdatert u.d.; hentet 08.05 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.hydroaluminiumdesign.com/en/manual/chapter19/#19.10>.
23. Hydro. Friction stir welding [Internett]. Hydro; u.å. [oppdatert u.d.; hentet 08.05 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.hydro.com/en-NO/aluminium/products/extruded-profiles/aluminium-extrusions-in-use/extrusions-for-big-sized-applications/friction-stir-welding/>.
24. Multiconsult. Langenuen suspension bridge - Main report. 2021. Rapport nr.: Doc no: SLA-10-C1-MUL-90-RE-100.
25. European committee for standardization. Eurokode 9: Prosjektering av aluminiumskonstruksjoner Del 1-1: Allmenne regler. 2007. Rapport nr.: NS-EN 1999-1-1:2007+A1:2009+NA:2009.
26. Yibo P, Gang W, Tianxing Z, Shangfeng P, Yiming R. Dynamic Mechanical Behaviors of 6082-T6 Aluminum Alloy [Internett]. SAGE journals; 2013 [hentet 11.05. 2023]. Tilgjengelig fra: <https://journals.sagepub.com/doi/10.1155/2013/878016>.
27. Hydro. Oppnå bedre ressurseffektivitet [Internett]. Hydro; u.å. [oppdatert u.d.; hentet 09.05.2023 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.hydro.com/no-NO/aluminium/produkter/ekstruderte-profiler/tjenester/omsmelting-og-resirkulering/>.
28. Aksjon Gjenvinning. Om aluminium [Internett]. Aksjon Gjenvinning; u.å. [oppdatert u.d.; hentet 09.05 2023]. Tilgjengelig fra: <https://aksjongjenvinning.no/om-aluminium/>.
29. Byggeindustrien. Vegvesenet: Brukase i aluminium kan være eit konkurransedyktig alternativ til stål [Internett]. bygg.no: Byggeindustrien; 2020 [oppdatert 15.06.2020; hentet 09.05 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.bygg.no/vegvesenet-brukase-i-aluminium-kan-vaere-eit-konkurransedyktig-alternativ-til-stal/1436483!/>.
30. Statens vegvesen. Vedlikehold av bruer og ferjekaier [Internett]. Statens vegvesen; u.å. [oppdatert u.d.; hentet 12.05 2023]. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/trafikkinformasjon/langs-veien/drift-og-vedlikehold-av-vei/vedlikehold-av-bruer-og-ferjekaier/>.
31. Olsen DTO. Langenuen suspension bridge - Aluminium bridge alternative. 2020. Rapport nr.: 12795-OO-R-001.

