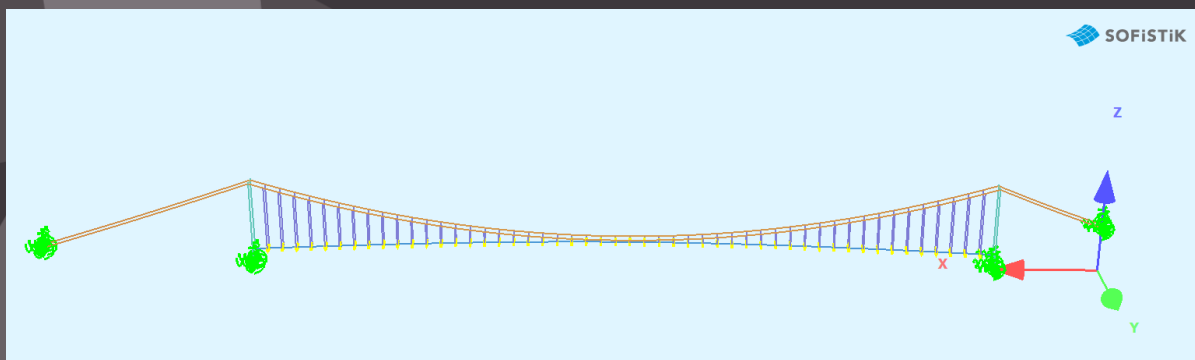
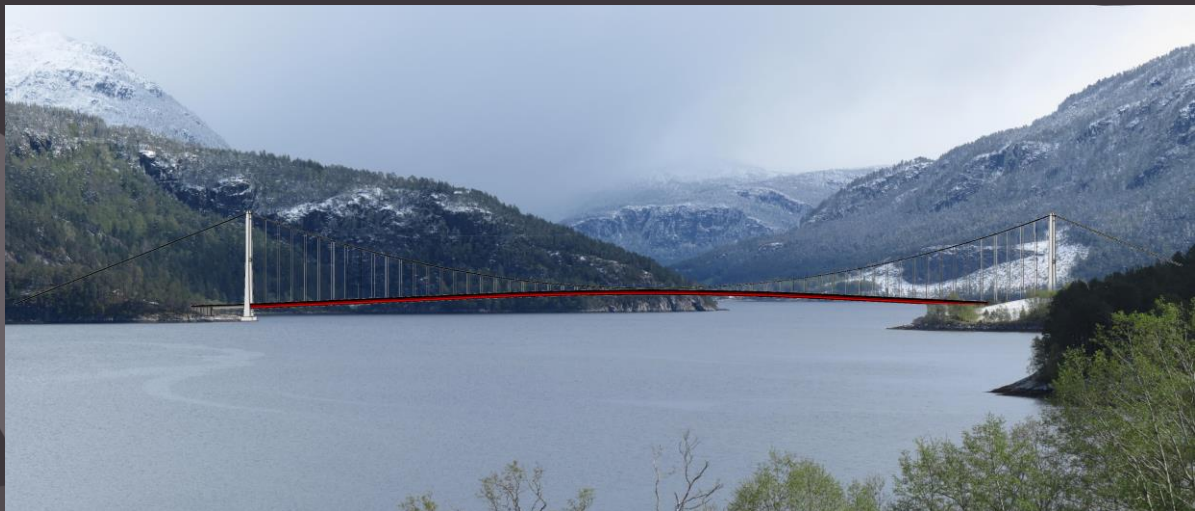


SKISSEFORPROSJEKT TODALSFJORDBRUA

RAPPORT



RAPPORT

Prosjektnavn:

SKISSEFORPROSJEKT TODALSFJORDBRUA

Dokumentnavn:

RAPPORT

Prosjektnr.: 12381-32
Dokumentnr.: 12381-32-OO-R-001

Dato: 28.09.2019
Revisjon: 1
Antall sider: 67

Utarbeidet av: VLK, TAH
Kontrollert av: HLu
Godkjent av: HLu

Rettigheter til prosjektmaterialet

Oppdragsgiver har rett til å bruke materialet utarbeidet av prosjekterende Dr.techn.Olav Olsen AS til gjennomføring av prosjektet, senere drift, vedlikehold, ombygging og påbygging. Hvis ikke annet er avtalt, har Dr.techn.Olav Olsen AS alle øvrige rettigheter til sine ideer og det utarbeidede materialet. Dr.techn.Olav Olsen AS kan likevel ikke bruke dette på en måte som er urimelig i forhold til oppdragsgiver. Oppdragsgiver kan ikke overdra materialet til en tredjepart uten samtykke fra Dr.techn.Olav Olsen AS.

Revisjon	Dato	Grunn for utsendelse	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av
1	28.8.2019	Til kommentar	VLK, TAH	HLu	HLu

INNHold

1	OPPSUMMERING	5
2	INNLEDNING	6
2.1	Prosjektbeskrivelse	6
2.2	Linjeføring	8
2.3	Valg av bruløsning	9
2.4	Fundamentering	10
2.5	Forankring	12
2.6	Utforming	14
3	PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER	16
3.1	Føringsbredde og kjørefelt	16
3.2	Seilingsåpning	16
3.3	Materialeegenskaper og tilhørende sikkerhetsfaktorer	17
4	LASTER OG LASTKOMBINASJONER.....	19
4.1	Generelt	19
4.2	Egenlaster	19
4.3	Trafikk	19
4.4	Vind	23
4.5	Jordskjelv	25
4.6	Temperatur.....	25
4.7	Svinn og kryp.....	25
4.8	Lastkombinasjoner.....	26
4.9	Byggefaser	29
5	AERODYNAMISKE EGENSKAPER	30
5.1	Avstivningsbærer.....	30
5.2	Statiske koeffisienter.....	30
5.3	Aerodynamiske deriverte	31
5.4	Kabler	33
5.5	Hengestenger.....	33
5.6	Tårn.....	33
6	DIMENSJONERING VED HÅNDBEREGNING	34
6.1	Innledning	34
6.2	Vekt kassetverrsnitt	34
6.3	Dimensjonering av bærekabler (2 x 6 Ø116 mm)	35

6.4	Dimensjonering av hengestenger (Ø56 mm)	37
7	FE GLOBALANALYSE	38
7.1	Innledning	38
7.2	Statisk modell	38
7.3	Analyserte lastkombinasjoner.....	40
7.4	Resultater.....	40
7.5	Forenklet jordskjelvanalyse.....	44
8	KAPASITETSKONTROLL FOR TÅRN	46
8.1	Innledning	46
8.2	Modell 1: under støping, uten rigler	47
8.3	Modell 2: Tårn ferdigstøpt, bærekabler ikke montert	51
8.4	Modell 3a: Utnyttelse og stabilitet av tårn i bruksfase.....	52
8.5	Modell 3b – «Overturning» fra vind i bruksfase.....	55
8.6	Konklusjon.....	56
9	KONTROLL AV AERODYNAMISK STABILITET	57
9.1	Innledning	57
9.2	Dynamisk stabilitet og modalanalyse.....	57
9.3	Beregningsgrunnlag	58
9.4	Analyse	58
9.5	Konklusjon.....	60
10	KOSTNADSOVERSLAG	61
10.1	Innledning	61
10.2	Evaluering av kostnader for Dalsfjordbrua	61
10.3	Forenklet kostnadsoverslag basert på kontraktssummer for Dalsfjordbrua	62
10.4	Poster ikke inkludert i kostnadsoverslaget.....	62
10.5	Kostnadsoverslag basert på enhetspriser	63
10.6	Betydning av enhetspris for betong.....	64
11	VURDERING AV BYGGETID	65
12	REFERANSER	66

1 OPPSUMMERING

Denne rapporten dokumenterer arbeid og resultater fra skisseforprosjektet for Todalsfjordbrua. Arbeidet startet med gjennomgang av linjeføringen og befaring på planlagt byggested. Ut fra disse forutsetningene har en bruløsning blitt skissert, hvor vesentlige aspekter som fundamentering, forankring og hoveddimensjoner er vurdert. De viktigste resultatene er oversiktstegninger, en 3D-modell og et kostnadsoverslag.

Som diskutert i Kap. 2 og 3 er følgende **forutsetninger** lagt til grunn for utvikling av bruløsning:

- Befaringen har bekreftet at linjeføringen er valgt bra mtp. plassering av en klassisk hengebru.
- Grunnforholdene på tuppen av Svinneset (østsiden) er veldig bra egnet for direkte fundamentering, med akkurat tilstrekkelig plass for et tårnfundament.
- På vestsiden ved Rakaneset er dybde til berg ca. 10 m slik at direkte fundamentering krever forholdsvis omfattende arbeid for sikring av byggegrop. En løsning ved hjelp av rørsjunt er antatt (for mange blokker for vanlig spunting).
- Forankringskamre for bærekabler på vestsiden kan bygges i tverrslag til ny tunnel for Fv. 670/671. På østsiden blir overdekningen til dels liten dersom forankringskamrene skal ligge over middelvann. Grunnforholdene / dybde til berg bør undersøkes nærmere i forkant av detaljprosjekteringen, og om det er nødvendig å heve kammeret til høyeste høyvann.
- Valgt plassering av tårn fører til en klassisk hengebru med hovedspenn på 713 m og ca. 95 m høye tårn.
- Avstivningsbæreren er dimensjonert for 2 kjørefelt på 3.75 m og en gang-/ sykkelbane på 3 m. En smalere avstivningsbærer (ingen GS-bane) innebærer økt fare for svingninger / aerodynamisk ustabilitet.
- En forenklet dimensjonering for dagens trafikklaster gir ca. 2x6Ø116 bærekabler per kabelplan.
- Veglinja må tilpasses i overgangen fra bru til tunnel på vestsiden: det er behov for en stopplomme og en avkjørsel for myke trafikanter.
- Veglinje heves noe hvis ikke en liten reduksjon av seilingshøyden i hjørnepunktene av seilingsåpningen kan aksepteres.

Kostnadsoverslag (+/-25%)

Basert på et forenklet kostnadsoverslag estimeres entreprisekostnaden for en hengebru til ca. 660 mill. kr. Inkludert 10% tillegg for arbeider utført i regi av SvV, 10% tillegg for uforutsette kostnader og 30% for rigg og drift blir estimert prosjektkostnad ca. 1 250 mill. kr inkl. MVA.

Store kostnader knyttet til anleggsveg eller etablering av kaikapasitet og store kostnader for et riggområde er ikke dekket av kostnadsoverslaget i tilstrekkelig grad.

Byggetid

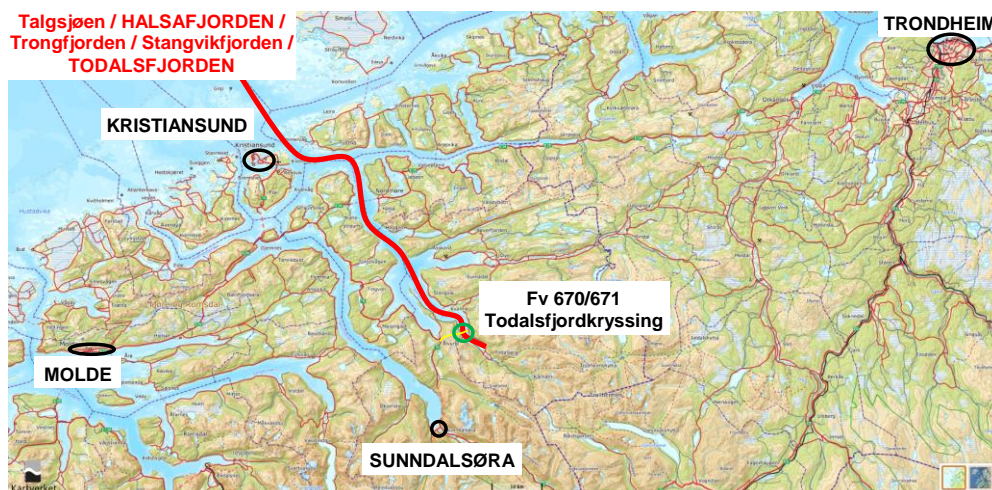
Basert på erfaring fra bygging av Dalsfjordbrua vil bygging sannsynligvis ta minst 3 år (inkludert bygging av forankringskamre), og 4 år er ganske sikkert tilstrekkelig. I tillegg kommer ca. ett år med prosjektering i forkant.

2 INNLEDNING

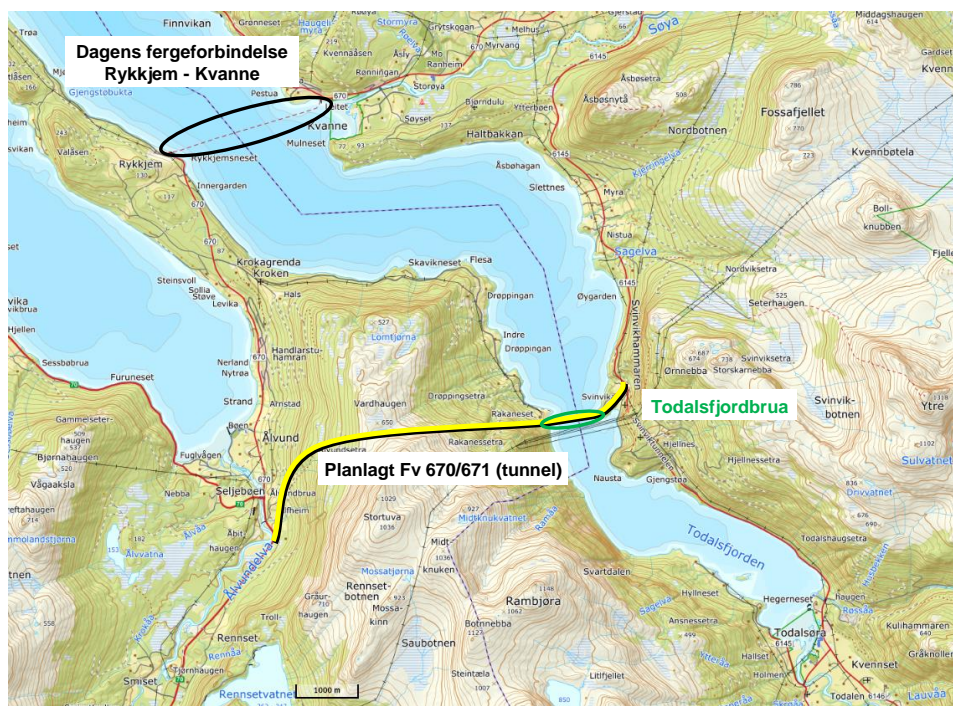
2.1 Prosjektbeskrivelse

Skisseforprosjektet for Todalsfjordbrua er del av prosjektet «Fv 670/671- Krysning over Todalsfjorden» som skal vise en teknisk løsning som alternativ til dagens fergeforbindelse Rykkjem – Kvanne, samt kostnadsestimat. Gjennomsnittlig dagstrafikk for fergeforbindelsen er ca. 500 kjøretøy, men det forventes en økning av trafikkvolumet dersom fergen erstattes med en bru. Med hovedspenn på ca. 700 m ligger den innenfor hva som i dag kan klassifiseres en normal hengebru i norsk målestokk, og som kan bygges uten særlig risiko.

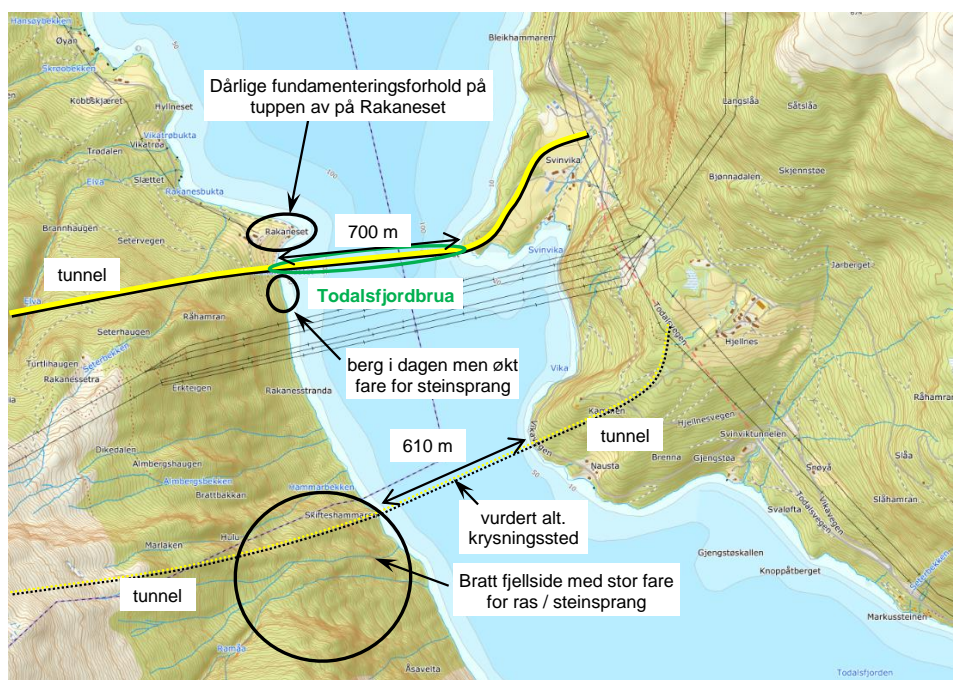
Todalsfjorden ligger i forlengelse av Talgsjøen, Halsafjorden, Trongfjorden og Stangvikfjorden (se rød linje i Figur 2-1) som krever fergeforbindelse mellom Nordmøre (Molde / Kristiansund) og Trondheim dersom dagens E39 brukes (ferge kan unngås ved å kjøre over Sunndalsøra og Sunndalen til Oppdal). En kryssing nesten innerst i Todalsfjorden vil være mye billigere enn en kryssing av Halsafjorden ved dagens fergekryssing for E39 (bare ca. 700 m lengde, mot ca. 2.1 km over Halsafjorden).



> Figur 2-1: Oversikt over Nordmøre med betydning av Todalsfjordkryssingen.



> *Figur 2-2: Beliggenhet av planlagt Todalsfjordkryssing i forhold til dagens ferge.*



> *Figur 2-3: Valg av krysningsssted for Todalsfjordbrua.*

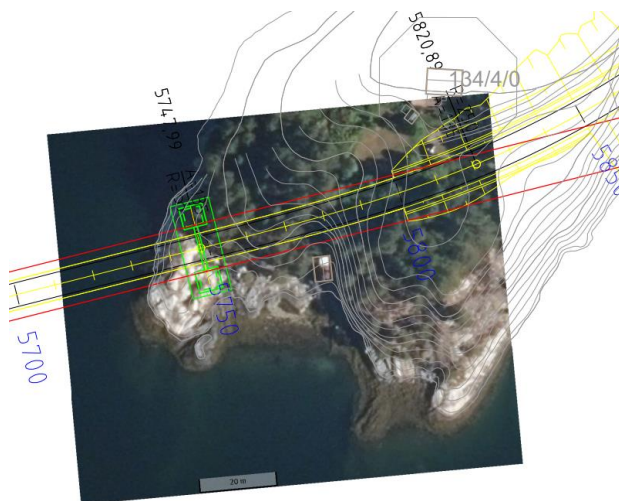
Den korteste linjen over Todalsfjorden (ca. 600 m lengde) ligger langt inne i Todalsfjorden hvor Todalsfjordvegen ligger i tunnel (se Figur 2-3). Siden fjellsiden på vestre siden av fjorden er veldig bratt i dette området slik at det er betydelig fare for ras og steinsprang, er det valgt å legge krysningssstedet lenger nord – mellom Svinnset og Rakaneset. Boringer har vist at tuppen av Rakaneset er dårlig egnet for fundamentering av en hengebru (ca. 40 m løsmassemekktighet). Derfor er den vestre enden av krysningen lagt lenger sør, hvor fare for steinsprang vurderes som liten / akseptabelt.

2.2 Linjeføring

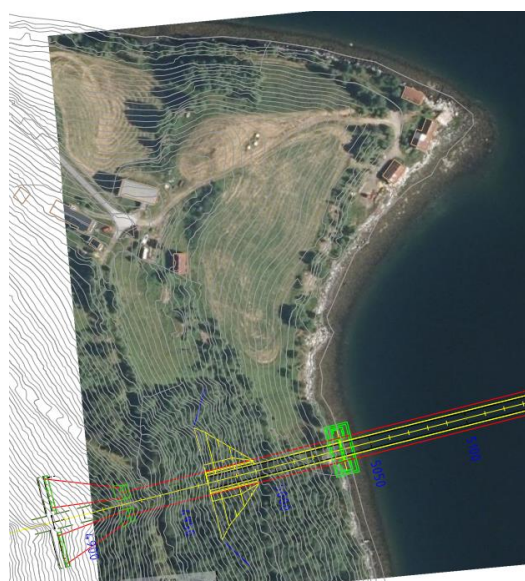
Størst oppmerksomhet til linjeføring vies vegen ved Svinvika hvor det er viktig å ta hensyn til landskap, dyrkamark, bomiljø og ikke minst Svinvika Arboretum. Vegen i tilknytning til brua nordøst legges så langt nord som mulig for å holde stor avstand til eksisterende gårdsbruket på Svinneset. For tilknytning til eksisterende veg knekkes den nye vegen til øst for å unngå inngrep ved det verdifulle Arboretum.

På den andre siden av fjorden, Rakaneset, er trasévalget forholdsvis uproblematisk. Området som er mest egnet for fundamentering av brua og plassering av tunnelinnslag fører til en veglinje som unngår dyrkamark i stor grad, se Figur 2-5. Figuren viser ikke noen gang- / sykkelsti som vil være tilknyttet vegen ved tunnelåpningen.

Selve brua starter på østsiden av fjorden på tuppen av Svinneset, se Figur 2-6. Området består av veldig god gneis som er velegnet for fundamentering av et brutårn.



> Figur 2-4: Linjeføring på Svinneset.



> Figur 2-5: Linjeføring ved Rakaneset.

På vestsiden av fjorden baseres trasevalget primært på geologiske vurderinger. Rakaneset er en endemorene med en mektighet på ca. 40 m i tuppen slik at direkte fundamentering på berg er umulig, se Figur 2-9. Dessuten er forholdene ugunstig for påhugg av tunnelen dersom brulinjen legges til spissen av Rakanest, og vegen vil havne for langt sør på Svinneset.

For å kunne fundamenter direkte på berg, legges veglinjen ca. 150 m sør for tuppen av Rakaneset hvor sonderinger viser ca. 10 m med løsmasser over berg. Enda lengre sør finnes berg i dagen i strandkanten, men dette området vurderes for utsatt for steinsprang. Fundamentet kan plasseres i strandkanten eller noen meter ut i sjøen som er ganske grunt og faller slakt i nærheten av sjøkanten.

Brua kommer til å ligge i forholdsvis kort avstand til kraftlinjer (luftstrek) – minste avstand er ca. 120 m. Ifølge informasjon fra Direktoratet for Samfunnssikkerhet er nødvendige minsteavstander ca. 6 m [1] slik at det er hverken behov for omlegging eller spesielle tiltak i byggefasen.

2.3 Valg av bruløsning

Kryssningslengden på ca. 700 m er velegnet for en type hengebru som har blitt mye brukt i Norge. Eksempler av slike hengebruer på (Nord-)Vestlandet er

- > Gjemnessundbrua (hovedspenn 623 m), som ligger bare 45 km unna
- > Dalsfjordbrua (523 m) vest for Førde
- > Osterøybrua (595 m) rett øst for Bergen
- > Askøybrua (850 m) i Bergen

Disse bruene har en avstivningsbærer med kassetverrsnitt i stål, og bærekabler har en pilhøyde på ca. 1/10 del av hovedspennet. Formen på tårn varierer, og viadukter i tilknytting til hovedspennet bestemmes av brustedet. Det er antatt at en slik brua vil være best egnet og rimeligst for kryssing av Todalsfjorden. En skråstagsbru er uaktuelt pga. av topografien (ingen lange rette sidespenn).

2.4 Fundamentering

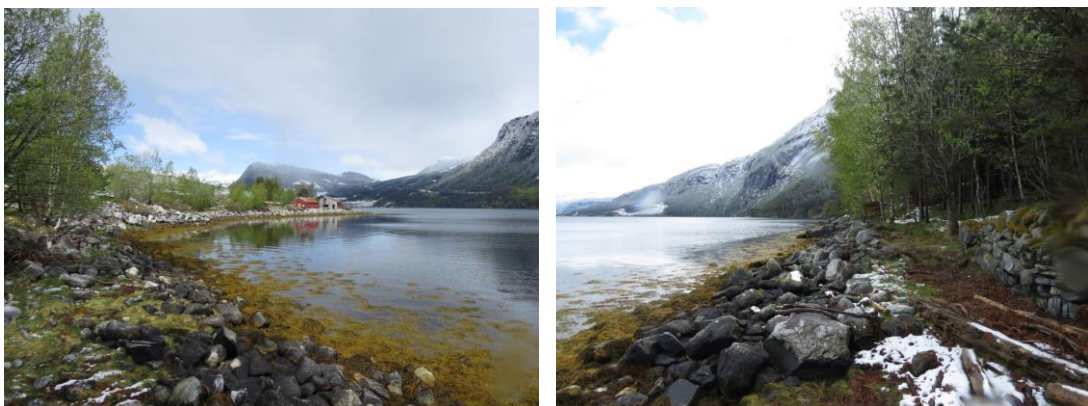
På befaringen ble tuppen av Svinneset bekreftet som første valg for plassering av østre brutårn. Tuppen er vel egnet pga. gode grunnforhold (god gneis i dagen). Underkant fundament kan sannsynligvis holdes over vann dersom fundamentet ikke blir for stort, se Figur 2-4 og Figur 2-6.



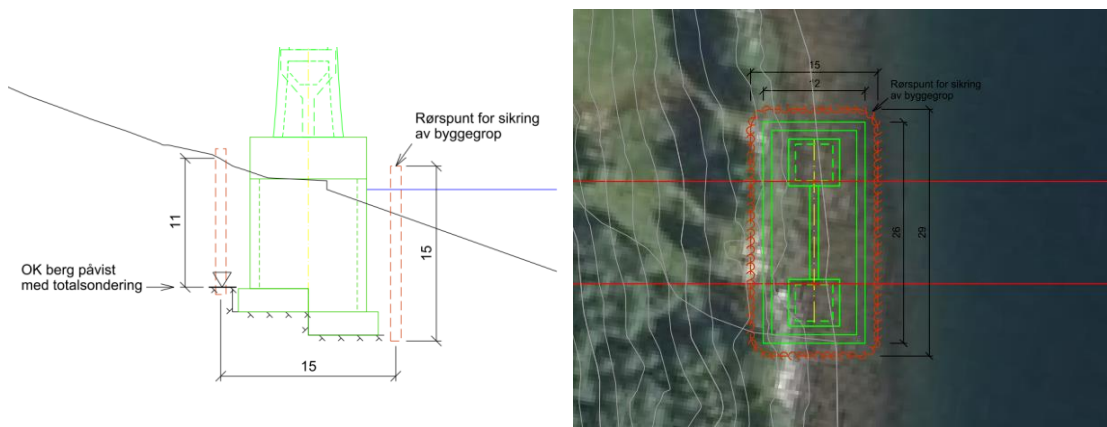
> *Figur 2-6: Fundamentering på Svinneset –flyfoto (venstre) og bilde fra befaring (høyre).*

På andre siden av fjorden ved Rakaneset kan brutårnet med fordel plasseres i sjøkanten, se Figur 2-5 og Figur 2-7. En plassering lenger ut i sjøen for reduksjon av hovedspennet har blitt vurdert. Avstivningsbæreren i hovedspennet koster ca. 200 000 kr./m (50 kr/kg stål). Å flytte det vestre tårnet ut i sjøen vil redusere hovedspennet men samtidig øke sidespenntet og øke dybden til berg for tårnfundamentet. Dersom tårnet flyttes mer enn ca. 5 m fra strandkanten, blir sidespenntet for langt for et spenn. En besparelse på ca. 2 mill. kr. ved flytting av vestre brutårn østover veier ikke opp for ulempene knyttet til et ekstra fundament for viadukten, dypere fundamentering av tårn og et lengere viadukt.

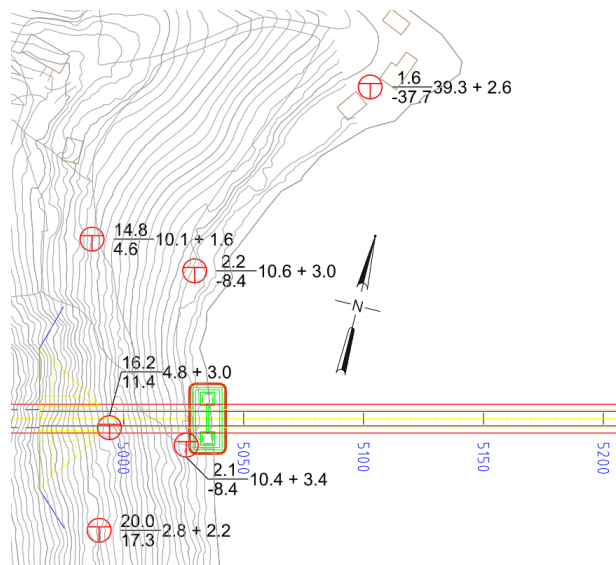
For bygging av tårnfundamentet i strandkanten ved Rakaneset har bruk av kofferdam og rørsputt blitt vurdert. Grunt vann gjør det mulig å bygge en kofferdam slik at løsmasser kan fjernes til kote –8 m hvor berg er påvist ved hjelp av sonderinger. Vanlige spunt kan ikke brukes pga. mange steinblokker. Etter en gjennomgang av løsningsforslag med geotekniker Arne Kavli ble rørsputt vurdert som best egnet og lagt til grunn for kostnadsestimatet, se Figur 2-8. Det vil være opp til entreprenøren å vurdere hvilken løsning er billigst (og avhengig av muligheten å dumpe tunnelmasser i sjøen).



> *Figur 2-7: Strandkanten ved valgt fundamentering av brua ved Rakaneset.*



> Figur 2-8: Skissering av mulig rørsjikt for bygging av vestre tårnfundament.

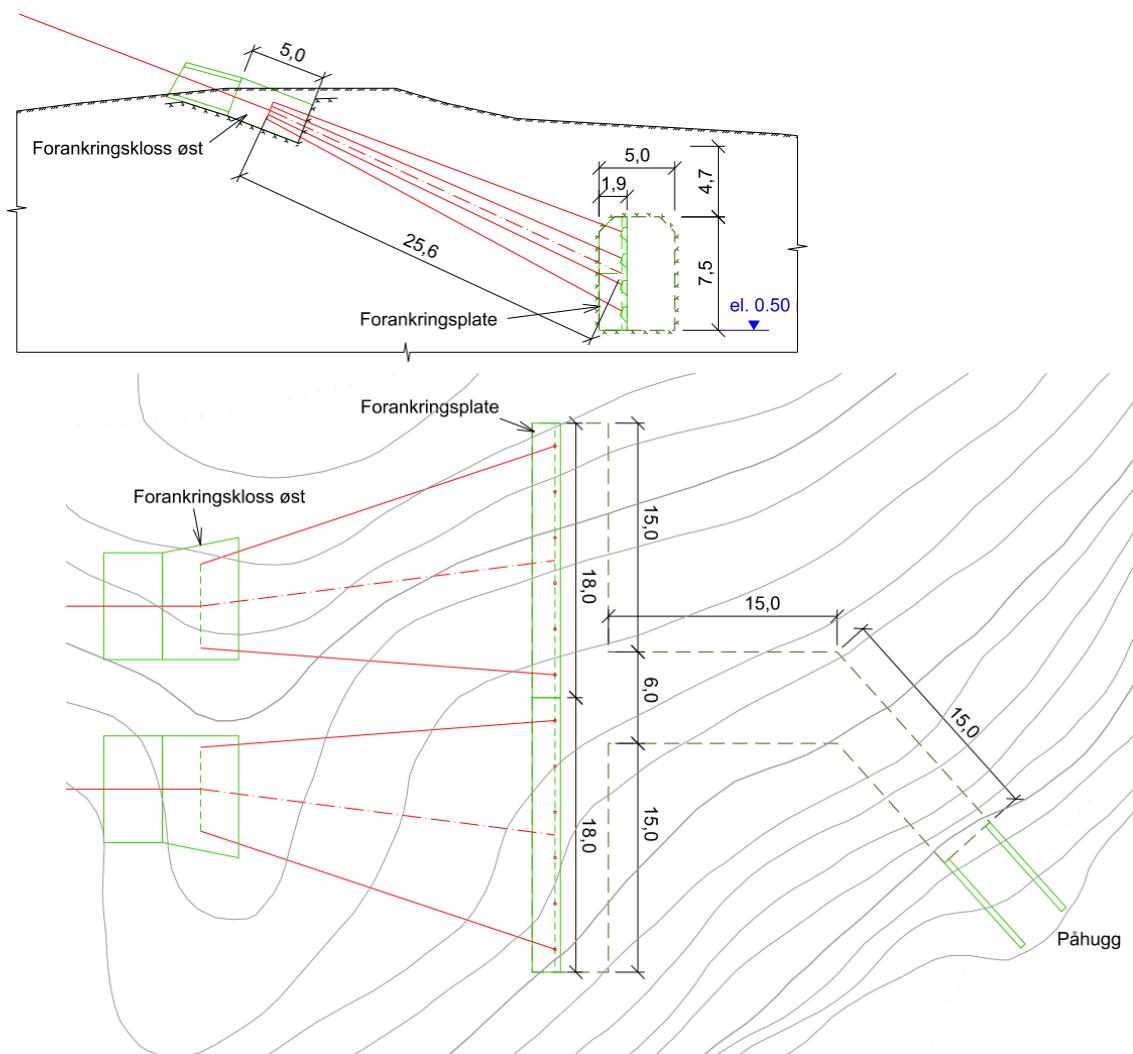


> Figur 2-9: Dybde til berg ved Rakaneset iht. utførte borer.

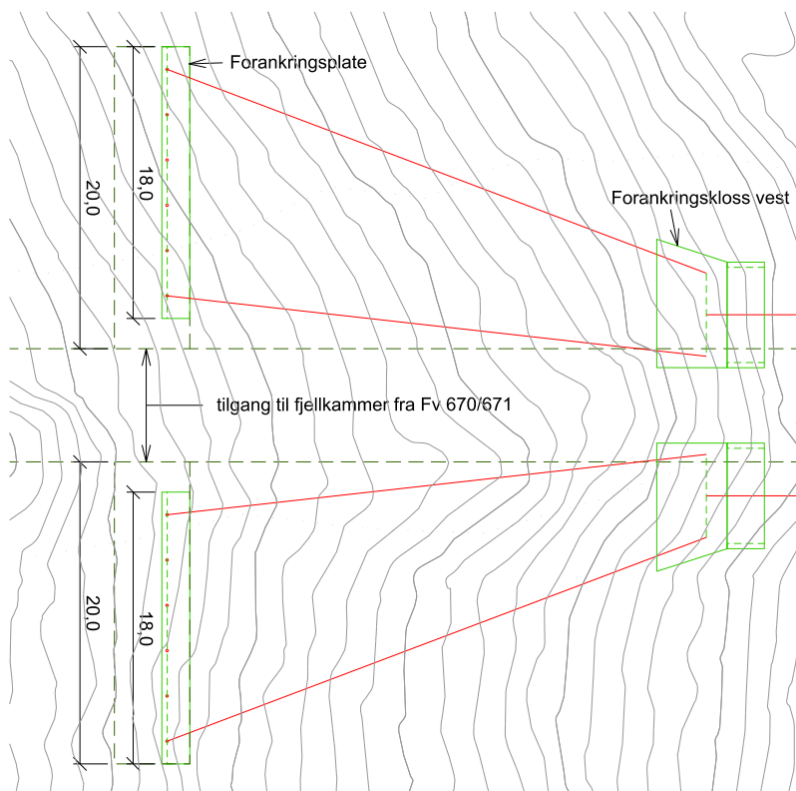
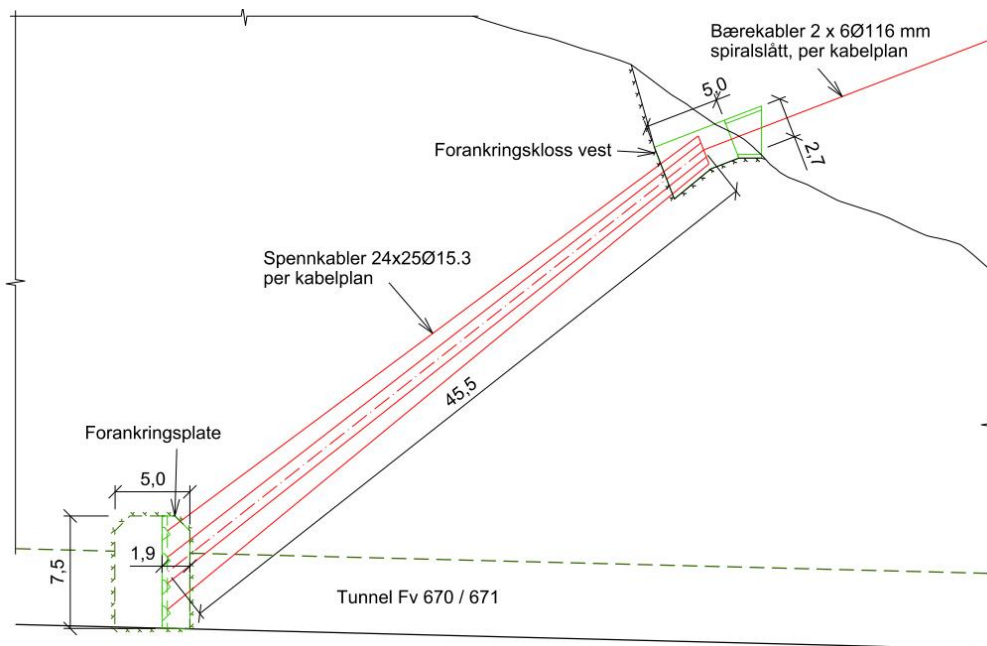
2.5 Forankring

Geologiske forhold for forankring av bærekabler har blitt vurdert under befaringen og ingen geotekniske problemer har blitt identifisert. En detaljert modellering av forankringen har vist at overdekningen over det østre forankringskammeret vil være liten (se Figur 2-10) og at grunnforhold / dybde til berg bør undersøkes nærmere før detaljprosjekteringen. Ifølge geolog Torkild Åndal kan det være nødvendig å støpe en betongkonstruksjon på toppen. Foreslått løsning viser en 7.5 m høy fjellkammer som begynner på elevasjon 0.5 m. Denne elevasjon vil vanligvis være tilstrekkelig for naturlig drenering til sjøs. Maksimal sjøvannstand kan føre til inntrenging av vann gjennom sprekker men dette vurderes som akseptabelt siden alle korrosjons-sensitive komponenter vil være godt beskyttet og inspiserbare. Tilgang til forankringskammer bør være utstyrt med en dør som tåler ca. 1.5 m vanntrykk.

Påhugget for tilgangstunnelen til forankringskammeret kan legges sør for et naust i Svinvika hvor det er forholdsvis enkelt å komme til.



> Figur 2-10: Forankring øst / side Svinneset




> *Figur 2-11: Forankring vest / side Rakaneset*

På vestsiden kan forankringskamre bygges som tverrslag fra ny veg, se ovenfor. Forankringsklosser kan plasseres i områder med veldig lite dybde til berg hvor det er tilkomst via en skogsbilveg.

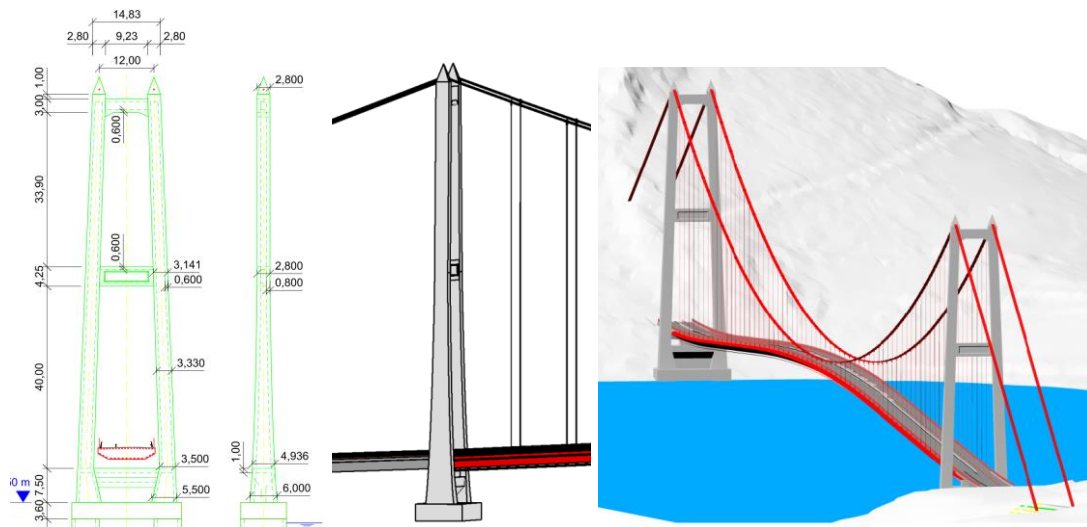
2.6 Utforming

Utforming av brua er først og fremst diktert av tekniske og økonomiske hensyn. Avstivningsbæreren og kabelsystemet bygges etter kjente prinsipper og detaljer. Noe frihet ligger i utforming av tårngeometrien, se Figur 2-12. Foreslått geometri av tårn for Todalsfjordbrua tar hensyn til begrenset plass på tuppen av Svinneset, og en rasjonell og kostnadseffektiv utførelse. Geometrien kan forenkles, men små tilleggskostnader for god utforming vurderes akseptabelt.

Alternative former som A eller diamant  har blitt vurdert. A-formen krever for mye plass på tuppen av Svinneset, og begge former fører til mer komplisert og dyrere kabelføring (bærekabler ikke parallelle i plan), samt at diamantformen krever mye forspenning i rigelen.

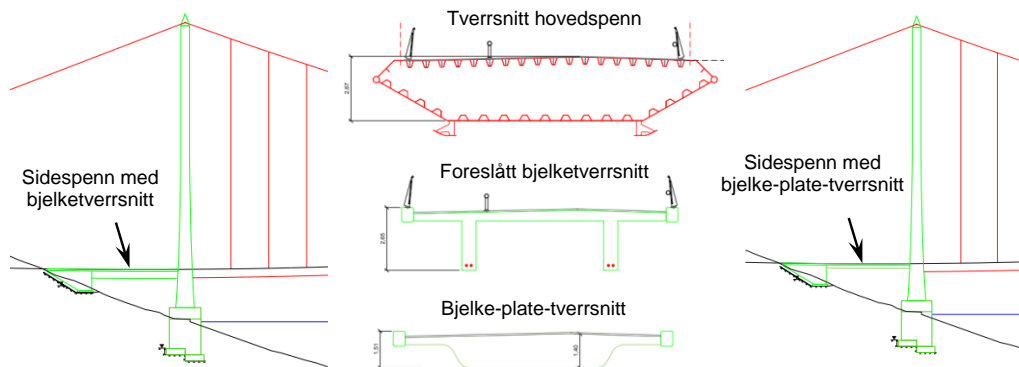


> Figur 2-12: Utforming av eksisterende hengebruer i ca. samme størrelse



> *Figur 2-13: Foreslått tårngeometri for Todalsfjordbrua*

Mens det finnes lite frihet i utforming av avstivningsbæreren, er det noe valg i utforming av sidespenn. På grunn av topografien og valgt veglinje er det ikke behov for lange viadukter, og ett spenn er tilstrekkelig på begge sider av brua. Med tanke på enhetlig utforming og lave kostnader foreslås enkle bjelketverrsnitt i forspent betong med akkurat samme tverrsnittshøyde som avstivningsbæreren i hovedspennet, som skissert i Figur 2-14. Best overensstemmelse med hovedspennet ville man oppnå med et kassetverrsnitt, men høyden blir for liten for å tilfredsstille krav til frihøyde i Svv's Håndbok N400 [2] pkt. 4.5.2. Med et bjelke-plate-tverrsnitt kan man etterligne tverrsnittsformen til avstivningsbæreren i noen grad, men tverrsnittshøyden blir for lavt i forhold til hovedspennet, se Figur 2-14.



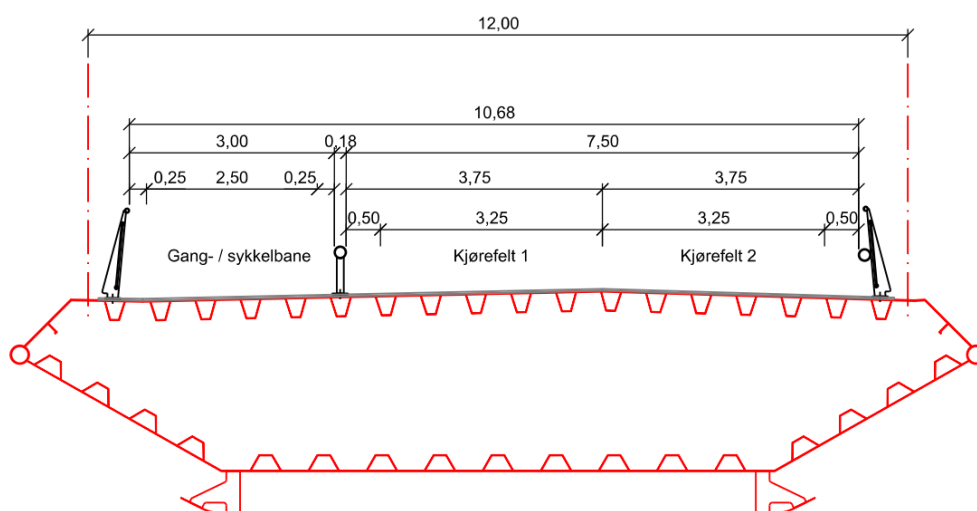
> *Figur 2-14: Utforming av sidespenn*

3 PROSJEKTERINGSFORUTSETNINGER

3.1 Føringsbredde og kjørefelt

Svv Region Midt har lagt vegklasse H1 iht. N100:2019 [3] til grunn for prosjektet. Det betyr at hengebrua skal minst gi plass til to kjørefelt på 3.75 m for biltrafikk. En gjennomgang av hengebruer med liknende spennvidde viser at avstivningsbærere typisk har en bredde på 11 m til 13.6 m. Smalere tverrsnitt vil typisk forsterke dynamiske effekter fra vind. Tverrsnittet har derfor plass til en gang- og sykkelbane uten at dette innebærer en vesentlig kostnadsøkning. Føringsbredden med GS-bane på 3 m blir ca. 10.7 m og total bredde på avstivningsbæreren 14.1 m. Figur 3-1 viser antatte kjørefelt:

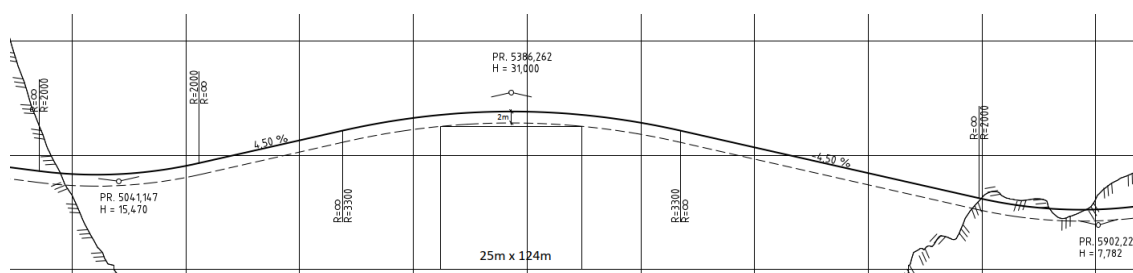
- > 2 x 3.75 m for biltrafikk
- > 3 m minimum fri bredde mellom rekkverk for gang- og sykkelbane på 2.5 m (N100 Tabell D.7 og Kapittel D.10, 4. ledd).



- > Figur 3-1: Føringsbredde og trafikkarealer for Todalsfjordbrua.

3.2 Seilingsåpning

Todalsfjordbrua skal gi plass til en seilingsåpning på 25 m x 124 m iht. Figur 3-2. Veglinjen er tegnet 2 m over seilingsåpningen for å gi plass til avstivningsbæreren. Siden tverrsnittet inklusive vindskovler vil være noe høyere enn 2 m, må veglinje heves noe hvis ikke en liten reduksjon av seilingshøyden i hjørnepunktene kan aksepteres.



- > Figur 3-2: Seilingsåpning ifølge tegning fra SvV Region midt.

3.3 Materialegenskaper og tilhørende sikkerhetsfaktorer

3.3.1 Konstruksjonsstål (avstivningsbærer, sadler etc.)

> Tabell 3-1: Materialegenskaper for konstruksjonsstål iht. NS-EN 10025-3:2005 / NS-EN 10025-4:2005.

Egenskap	Symbol	Verdi	
Stålkvalitet		S355 N/NL	S460 N/NL
Anvendelsesområde		Primære og sekundære elementer	Primære elementer
Karakteristisk flytegrense (se NS-EN 10025-3/4:2005)	f_{yk}	avhengig av tykkelse 355 MPa	avhengig av tykkelse 460 MPa
Materialsikkerhetsfaktor ULS	γ_M	$\gamma_{M1} = 1.05 / \gamma_{M2} = 1.25$	
E-modul	E_s	210 000 MPa	
Skjærmodul	G	$\approx 81\,000$ MPa	
Poisson-tall	ν	0.3	
Temperaturutvidelseskoeff.	α	$12 \cdot 10^{-6}$ /°K	

3.3.2 Stål til kabler (bærekabler, hengestenger)

Dimensjonering av kabler er basert på produktspesifikasjoner av leverandøren (antatt leverandør: Redaelli).

Materialsikkerhetsfaktoren er gitt i N400 pt. 13.3.3: $F_{Rd} = F_{Rk} / (1.5 \cdot \gamma_m)$, med $\gamma_m = 1.2$.

3.3.3 Betong

> Tabell 3-2: Materialegenskaper for betong iht. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.

Egenskap	Symbol	Verdi
Tetthet (inkl. armering)	γ_c	25 kN/m ³
Betongfasthetsklasse		B45 (typisk)
Materialsikkerhetsfaktor	α_{cc} / γ_c	SLS: 0.85 / 1.0 ULS: 0.85 / 1.5 ALS: 0.85 / 1.2
Sylindertrykkfasthet (kar. / ULS)	$f_{ck} =$ $f_{cd} =$	45 MPa $45 \cdot 0.85 / 1.5 = 25.5$ MPa
Aksialstrekkfasthet (5% kvartil) (kar. / ULS)	$f_{ctk,0,05} =$ $f_{ctd} =$	2,7 MPa $2.7 \cdot 0.85 / 1.5 = 1.53$ MPa
Aksialstrekkfasthet (95% kvartil)	$f_{ctk,0,95} =$	4,9 MPa
Korttids E-modul	$E_{cm} =$	30 000 MPa
Tøyningsgrense for trykkbrudd	$\epsilon_{cu} =$	3.5 ‰

Egenskap	Symbol	Verdi
Skjærmodul	$G =$	15 000 MPa
Poisson-tall	$\nu =$	0.2
Lineær temperaturutvidelseskoeff.	$\alpha_c =$	$10 \cdot 10^{-6} \text{ K}^{-1}$

Betongspesifikasjonen velges iht. tabell 7.1 i SSV HB N400 [2]: SV-Standard og SV-Lavvarme (fundamenter) etter HB R762 Prosesskode 2 [4].

Andre fasthetsklasser enn B45 for visse elementer vil muligvis være lønnsomt.

3.3.4 Slakkarmering

> *Tabell 3-3: Materialelegenskaper for slakkarmering iht. NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008.*

Egenskap	Symbol	Verdi
Stålkvalitet		B500NC
Karakteristisk flytegrense	f_{yk}	500 MPa
Materialsikkerhetsfaktor	γ_s	1.15
Dimensjonerende flytegrense ULS	f_{vd}	435 MPa
Bruddtøyning	$\epsilon_{uk} =$	10 ‰

3.3.5 Forspenningkabler (forankring, tårn, sidespenn)

> *Tabell 3-4: Antatte materialelegenskaper for spennarmering iht. Norsk Betongforening Pub. Nr. 14 og NS-EN ISO 15630-3.*

Egenskap	Symbol	Verdi
System for spennarmering		velges av entreprenøren
Materialsikkerhetsfaktor	γ_s	1.15
Flytegrense:	$f_{p0,1k} =$	1640 MPa
Tillat spenning etter låsing (før tap)		$0.80 \cdot f_{p0,1k}$
Bruddgrense:	$f_{pk} =$	1860 MPa
E-modul	$E_{0,1} =$	195 000 MPa

4 LASTER OG LASTKOMBINASJONER

4.1 Generelt

I forprosjektfasen har kun laster av størst betydning for dimensjonering av hovedelementer (kabler, tårn, avstivningsbærer) blitt modellert. Det forutsettes videre at bygging, inkl. kabelmontasje, utføres på en måte som unngår unødvendige tvangsspenninger, f.eks. ved hjelp av glidelager under sadler.

4.2 Egenlaster

> Tabell 4-1: Egenlaster og tyngdetettheter.

Materiale	Symbol	Verdi	Enhet	Referanse
Armert betong	γ_{betong}	25	kN/m ³	SSV HB N400 [2] pkt. 7.3.2
Stål	$\gamma_{stål}$	77	kN/m ³	9.81 m/s ² · 7.85 kg/m ³
Belegningsvekt kjørefelt	g_3^{Ed}	2.0	kN/m ²	SSV HB N400 [2] Tabell 5.1
Belegningsvekt gangfelt	g_4^{Ed}	1.5	kN/m ²	SSV HB N400 [2] Tabell 5.2

4.3 Trafikk

Lastmodeller for trafikkklaster er basert på NS-EN 1991-2+NA og *Lovdata: Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.)*. Både Lastmodell 1 (LM1) og lastmodell 3 (LM3)/engangstransporter er modellert.

4.3.1 Lastmodell 1 (LM1) – blandet trafikk

LM1 omfatter modeller for konsentrerte og jevnt fordelte laster. Lastmodellene definert i NS-EN 1991-2 gjelder for bruer med belastet lengde mindre enn 200 m, og er konservative for bruer med større belastet lengde. I nasjonalt vedlegg til NS-EN 1991-2 er det tatt hensyn til at trafikken på norske veier er lavere enn på de største europeiske veiene ved å benytte en korreksjonsfaktor $\alpha_{q1}=0.6$. For bruer med større spennvidde enn 200 m reduseres trafikkklaster ytterligere siden sannsynligheten for køer med store kjøretøy reduseres med spennet. *Lovdata* spesifiserer korreksjonsfaktorer som reduserer den jevnt fordelte lasten proporsjonalt med økt spennlengde. Korreksjonsfaktorer er oppgitt for spennlengde over 1000 m, og for spennlengder mellom 200 og 1000 m skal disse interpoleres. Korreksjonsfaktorer for Totalsfjordbrua er presentert i Tabell 4-2.

> Tabell 4-2: Benyttede korreksjonsfaktorer basert på *Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.)* og NS-EN 1991-2 + NA.

Modell		L > 1000	L < 200	L = 713
Tandemlaster	α_{Qi}	1	1	1
Tung fordelt trafikk	α_{q1}	0.5	0.6	0.5375
Lett fordelt trafikk	α_{qi} for $i > 1$	1	1	1

Modell		L > 1000	L < 200	L = 713
Restareal	α_{qr}	0	1	0.3575
GS-bane	α_{fk}	0.25	1	0.5181

For en hengebru vil maksimal belastning av tårn og bærekabler oppstå når hele brua er belastet. Benyttede laster påført hele hovedspennet er oppgitt i Tabell 4-3.

> Tabell 4-3: Trafikkklaster iht. LM1 fordelt over hele hovedspennet.

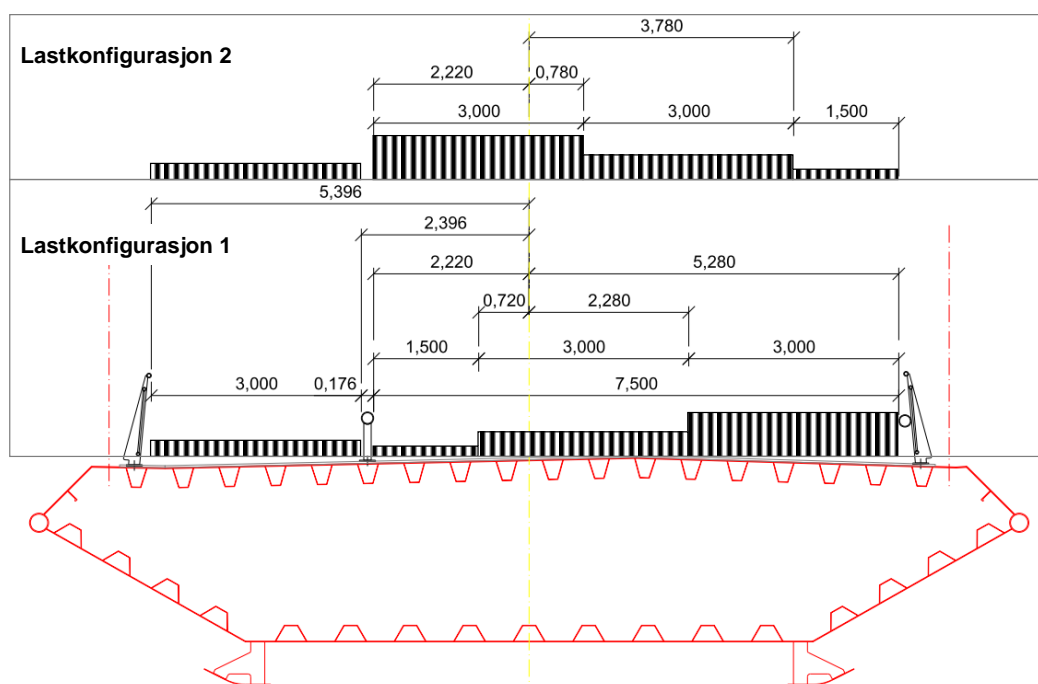
Kjørefelt	Bredde	Fordelt last	Aksellast	Hor. kraft	
Felt 1	3 m	$\alpha_{q1} * 9.0 \text{ kN/m}^2$ = 4.82 kN/m ²	14.47 kN/m	$\alpha_{Q1} * 2 \times 300 \text{ kN}$ = 2 x 300 kN	900 kN
Felt 2	3 m	$\alpha_{q2} * 2.5 \text{ kN/m}^2$ = 2.50 kN/m ²	7.5 kN/m	$\alpha_{Q2} * 2 \times 200 \text{ kN}$ = 2 x 200 kN	0 kN
Restareal	1.5 m	$\alpha_{qr} * 2.5 \text{ kN/m}^2$ = 0.90 kN/m ²	1.35 kN/m	0	0 kN
GS-bane	3.0 m	$\alpha_{fk} * 2.5 \text{ kN/m}^2$ = 1.30 kN/m ²	3.89 kN/m	0	0 kN
Total:	10.5 m		27.2 kN/m	1000 kN	900 kN

For andre elementer, som avstivningsbærere og hengestenger, vil trafikken være dimensjonerende når den er fordelt på mindre enn 200 m. Derfor skal også trafikkklaster med maksimal utbredelse på 200 m på mest ugunstig plassering vurderes, med de korreksjonsfaktorer som hører til. Disse lastene er oppgitt i Tabell 4-4.

> Tabell 4-4: Trafikkklaster iht. LM1 med maksimalt 200 m belastet spenn.

Kjørefelt	Bredde	Fordelt last	Aksellast	Hor. kraft	
Felt 1	3 m	$\alpha_{q1} * 9.0 \text{ kN/m}^2$ = 5.4 kN/m ²	16.2 kN/m	$\alpha_{Q1} * 2 \times 300 \text{ kN}$ = 600 kN	900 kN
Felt 2	3 m	$\alpha_{q2} * 2.5 \text{ kN/m}^2$ = 2.50 kN/m ²	7.5 kN/m	$\alpha_{Q2} * 2 \times 200 \text{ kN}$ = 400 kN	0 kN
Rest. areal	1.5 m	$\alpha_{qr} * 2.5 \text{ kN/m}^2$ = 2.5 kN/m ²	3.75 kN/m	0	0 kN
GS-bane	3.0 m	$\alpha_{fk} * 2.5 \text{ kN/m}^2$ = 2.5 kN/m ²	7.5 kN/m	0	0 kN
Total:	10.5 m		35 kN/m	1000 kN	900 kN

Tenkte kjørefelt for LM1 er presentert i Figur 4-1 og tilsvarer to kjørefelt med bredde 3 m samt en gang- og sykkelbane som også har en bredde på 3 m. I samme figur er to lastkonfigurasjoner for LM1 vist, hvorav lastkonfigurasjon 1 vil være dimensjonerende for trafikklast overført til bærekabler og hengestenger.



> Figur 4-1: Tilnærmet brubjelke med tenkte kjørefelt og jevnt fordelt last iht. LM1.

Lastkonfigurasjon 1: maksimal eksentrisk trafikklaster / maks. last på venstre side.

Lastkonfigurasjon 2: kjørefelt med tung trafikk i senter / maks. last på høyre side.

Plassering av trafikklaster er også presentert i Tabell 4-5.

> Tabell 4-5: Plassering av trafikklastermodeller iht. LM1.

Plassering	Kjørefelt	Senter brubjelke til venstre kant	Senter brubjelke til høyre kant
Veibane 7.5 m	2 + rest. areal	-5.28 m	+2.22 m
Maks. last på venstre side	Felt 1	-5.28 m	-2.28 m
	Felt 2	-2.28 m	+0.72 m
	Resterende areal	+0.72 m	+2.22 m
Maks. last på høyre side	Felt 1	-0.78 m	+2.22 m
	Felt 2	-0.78 m	-3.78 m
	Resterende areal	-3.78 m	-5.28 m
	GS-bane	+2.4 m	+5.4 m

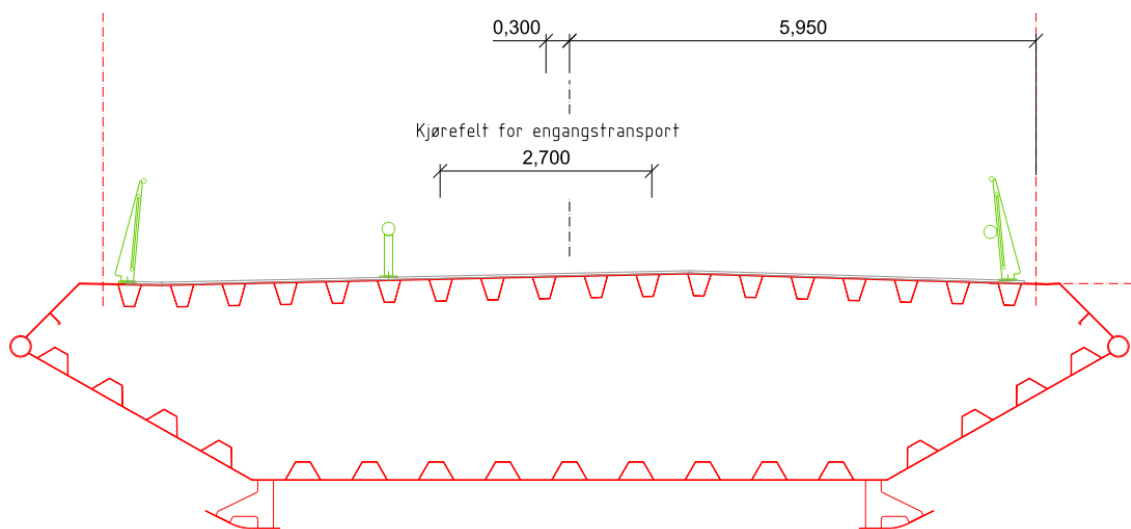
4.3.2 Lastmodell 3 (LM3) / Engangstransport

Lastmodeller for engangstransport skal behandles som LM3 iht. NS-EN 1991-2 ifølge Lovdata. To lastkonfigurasjoner skal vurderes, som presentert i Tabell 4-6.

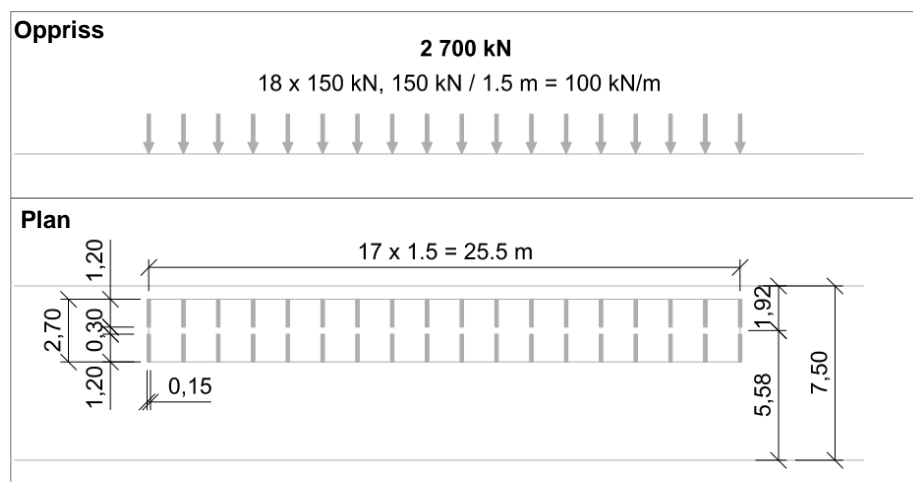
> Tabell 4-6: Modeller for engangstransport, karakteristiske laster.

Totallast	Akselsammenstilling	Akselavstander	Total lengde
	Antall · linjeaksellast	(antall-1) · e + 12 + ...	
2 700 kN	18 · 150 kN	17 · 1.5 m	25.5 m
4 500 kN	15 · 150 kN + 15 · 150 kN	14 · 1.5 m + 12 m + 14 · 1.5 m	54.0 m

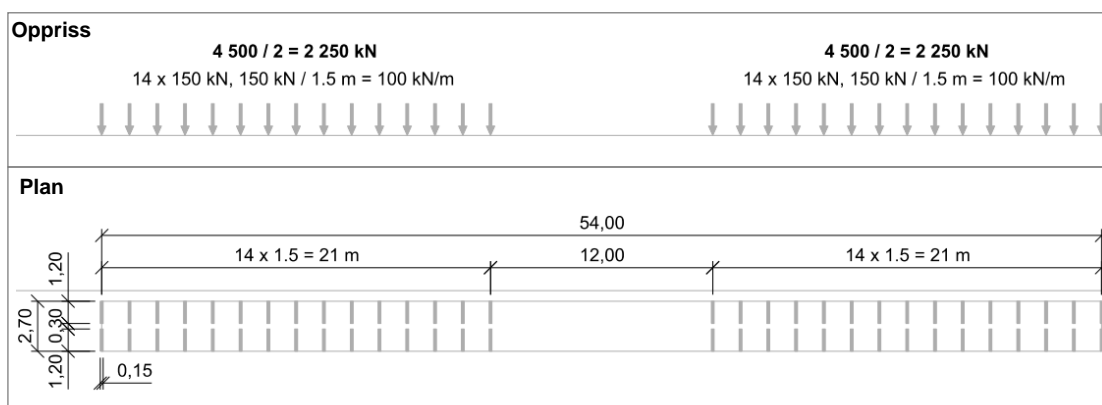
Tenkt kjørefelt (maks. eksentrisitet 0.3 m), og de to forskjellige lastkonfigurasjonene er også vist i henholdsvis Figur 4-2, Figur 4-3 og Figur 4-4.



> Figur 4-2: Utkast brubjelke med tenkt kjørefelt for LM3



> Figur 4-3: Lastmodell 3 - Konfigurasjon av engangstransport med totallast på 2 700 kN iht. Lovdata.



> Figur 4-4: Lastmodell 3 - Konfigurasjon av engangstransport med totallast på 4 500 kN iht. Lovdata.

4.4 Vind

Dimensjonering for vindeffekter følger prinsipper etter NS-EN-1991-1-4:2005+NA:2009 og SVV-HB-N400:2015. En rapport for vindklima utarbeidet av Kjeller Vindteknikk foreligger, rapport nr. KVT/KH/2018/R082, og brukes som grunnlag for vindklima og karakteristiske verdier på byggested.

For bruksfasen og byggefase betraktes karakteristiske verdier tilsvarende hhv. 50 og 10 års returperiode ($p=0.02$ og $p=0.10$). I kombinasjon med trafikkklaster brukes statiske vindlaster. Dynamisk analyse er gjort separat. Vindlaster settes på som en linjelast som varierer med høyde, tverrsnitt og returperiode.

4.4.1 Basisvind

Basisvind v_b er definert som 10-min middelvind etter (NA.4.1):

$$v_b = c_{dir} c_{season} c_{alt} c_{prob} v_{b,0}$$

For Surnadal kommune er $v_{b,0} = 25$ m/s. Øvrige faktorer settes til 1, og $v_b = 25$ m/s legges til grunn.

4.4.2 Ekstremvind

Fra rapport «KVT_2018_R082_KH_Todalsfjorden_bru_vindklima», utarbeidet av Kjeller Vindteknikk gir følgende alternative verdier:

$$\begin{aligned} v_m(40m) &= 30 \text{ m/s} \\ v_{kast}(40m) &= 43 \text{ m/s} \\ I_v &= 0.15 \end{aligned}$$

Gitte verdier er maksimal verdi for alle retninger på både nordlig og sørlig trasé, og derfor konservativt.

10-min middelvind $v_m(z)$ i en høyde z bestemmes etter (4.3):

$$v_m(z) = c_r(z) c_o(z) v_b$$

Terrengfaktor settes til 1.0. Ruhetsfaktoren er gitt ved:

$$c_r(z) = k_r \ln \frac{z}{z_0}$$

For dominerende vindretninger legges Terrengfaktor I til grunn. Tabell NA.4.1 gir da ruhetsfaktor $k_r = 0.17$ og $z_0 = 0.01$ m.

Standardavvik av turbulenskomponent kan bestemmes etter (4.7):

$$\sigma_u = I_u v_m$$

Kortvarig toppverdi (kastevind) bestemmes etter (NA.4.8):

$$v_{kast}(z) = v_s(z) \sqrt{(1 + 2k_p I_u(z))}$$

Resulterende ekstremverdier kan leses i Tabell 1.

> Tabell 4-7: Middell- og kastevind for forskjellige høyder. *Direkte fra rapport.

Høyde z (m)	10-min middel, v_m [m/s]	Kastevind, v_{kast} [m/s]
20	27.5	37.7
25	28*	38.4*
40	29.8*	40.2*
60	31.4	43.1
80	32.5	44.6
100	33.3	45.6
120	34.0	46.6

For samtidighet med trafikk skal $v_{kast} = 35$ m/s legges til grunn. Dette tilsvarer en middelvindshastighet på 23 m/s.

4.4.3 Vindspekter og fordeling på tvers av hovedstrømretningen

Korrelasjon av turbulens for en separasjon s tas som

$$\rho_u(s) = \exp\left(\frac{-3s}{xL_u}\right)$$

Forenklet antas $xL_u = 360$ m.

Ettpunktsspekter S_u , S_v g S_w i hhv. hovedstrømretning, lateral og vertikal for en frekvens n er gitt ved (N400(5.4)):

$$\frac{nS_i(n)^2}{\sigma_i^2} = \frac{a_i \hat{n}_i}{(1 + 1.5a_i \hat{n}_i)^{5/3}}$$

hvor $\hat{n}_i = \frac{n^x L_u}{v_m}$ og $i = u, v, w$. $a_u = 6.8, a_v = a_w = 9.4$ (N400 (5.5))

Normaliserte kospektra for horisontal separasjon defineres til sist som

$$C_{1112}(\Delta s, n) = \exp\left(-C \frac{n\Delta s}{v_m}\right)$$

med $C = 10$ (N400 (5.6)).

4.5 Jordskjelv

> Tabell 4-8: Parametere antatt for vurdering av kapasitet for jordskjelv

Parameter	Symbol	Verdi	Referanse
Returperiode	$T_{NCR} =$	475 år	EC8-2 NA.2.1(3)
Seismisk klasse		IV	EC8-2 NA 2.1(4)
Seismisk faktor	$\gamma_1 =$	2.0	EC8-2 Tabell NA.2(903)
Spissverdi grunnakselerasjon	$a_{g40Hz} =$	0.4 m/s ²	EC8-1 Figur NA-3(901)
Seismisitet	$a_g S =$	0.64	EC8-1 NA.3.2.1(4)
Konstruksjonsfaktor	$Q =$	1.0	EC8-2 2.3.2.3
Grunntype		A	EC8-1 Tabell NA.3.1

Krefter ifølge jordskjelv antas relevante kun for tårn. Ifølge foreløpige beregninger (se kapittel 7.5 Forenklet jordskjelvanalyse) er det imidlertid krefter ifølge vind som er dimensjonerende, ikke minst siden Todalsfjorden er lite utsatt for seismisk aktivitet.

4.6 Temperatur

Temperatureffekter har ikke blitt inkludert i dimensjoneringen for bruddgrensetilstand i forprosjektfasen. Deformasjoner ifølge temperaturvariasjoner har stor betydning for dimensjonering av lager, og betydning av effekter for andre elementer må vurderes under detaljprosjekteringen, som:

- > økt utnyttelse i bærekabler ifølge mindre pihøyde pga. nedkjøling og kontraksjon
- > aksialkraft i avstivningsbærer ifølge jevne temperaturendringer (skjevstilling hengestenger)
- > tvangsspenninger i avstivningsbærer pga. krumning ifølge temperaturvariasjoner over tverrsnittshøyden

4.7 Svinn og kryp

Svinn

Det er viktig at støping og byggetrinn planlegges slikt at tvangsspenninger og opprissing ifølge svinn unngås mest mulig. Dessuten behandles svinn som påført deformasjon (og ikke som last) dersom relevant i bruksgrensetilstand. I dimensjonering for bruddgrensetilstand er svinn ikke relevant.

Kryp

Kryp fører til økte deformasjoner og effekten inkluderes som reduksjon av stivheten (E-modul). For beregning av kapasitet / kontroll av bruddgrensetilstand er kryp ikke inkludert.

4.8 Lastkombinasjoner

For bruddgrensetilstand er følgende lastkombinasjoner vurdert. Temperatur er ikke inkludert i globalanalysen.

> Tabell 4-9: Brukte lastkombinasjoner

Trafikk	Dominerende last	Egenvekt, ugunstig/gunstig	Trafikk	Vind
6.10a	Egenvekt	1.35/1.0	0.95	1.12
6.10b	Trafikk	1.2/1.0	1.35	1.12
6.10b	Vind	1.2/1.0	0.95	1.6

4.8.1 Kombineringsfaktorer for trafikklaster

> Tabell 4-10: Verdier av ψ -faktorer for vegbruer, tabell NA.A2.1 [5].

Påvirkning	Symbol	ψ_0	ψ_1	$\psi_2^{5)}$	$\psi_{1,intq}^{1)}$	
Trafikkklaster (se NS-EN 1991-2, tabell 4.4)	gr1a	Boggilast (BL)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	(LM1 + horisontale laster + laster på gangbaner/fortau)	Jevnt fordelt last (JFL)	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Horisontale laster	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
		Laster på gangbaner/fortau ²⁾	0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr1b (enkel aksling)		0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr2 (horisontale krefter)		0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
	gr3 (laster på gangbaner/fortau)		0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8
gr4 (LM4 – Laster fra ansamling av mennesker)		0,7 ³⁾	0,7	0,2/0,5	0,8	
gr5 (LM3 – Spesialkjøretøyer)		-	-	-	-	
Vindkrefter	F_{wk} - Vedvarende dimensjonerende situasjoner	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
	F_{wk} - Under utførelse	0,8	-	-	-	
	F_w^*	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Temperatur ⁴⁾	T_k	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Snølaster	$Q_{S,n,k}$ - På tak o.l.	0,7	0,6	0,2/0,5	0,8	
	$Q_{S,n,k}$ - Under utførelse	0,8	-	-	-	
Laster i byggetilstand	Q_c	1,0	-	1,0	-	
Istrykk	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Bølger og strøm	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Vanntrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Jordtrykk, variabel del	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Last fra lagerfriksjon	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	
Øvrige variable laster	-	0,7	0,6	0/0,5	0,8	

¹⁾ $\psi_{1,intq}$ er en faktor beregnet på å definere sjeldent forekommende laster.

²⁾ Kombinasjonsverdien for laster på gangbaner/fortau angitt i tabell 4.4a i NS-EN 1991-2, er en redusert verdi, og ψ -faktorene gjelder for denne verdien.

³⁾ Der vindlasten behandles som den dominerende lasten, representert ved F_{wk} , bør ψ_0 for trafikklaster settes lik 0, jf. også A2.2.2(5).

⁴⁾ Påvirkning fra temperatur medtas i alle lastkombinasjoner, også i bruddgrensetilstand, dersom virkningen er ugunstig.

⁵⁾ Ved beregning av rissvidder i henhold til NS-EN 1992 for lastkombinasjonen "tilnærmet permanent" benyttes verdien 0,5. Verdiene 0,2 respektive 0 kan benyttes ved beregning av langtidseffekter for tidsavhengige egenskaper.

4.8.2 Bruddgrensetilstand

> Tabell 4-11: Dimensjonerende verdier for laster (EQU)(Sett A), tabell NA.A2.4 (A) [5].

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		For-spennning	Domi-nerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_{p,sup} P$ $\gamma_{p,inf} P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.					
<p>MERKNAD 1 Følgende γ-verdier benyttes for permanente laster i vedvarende og forbigående situasjoner, inkl. byggetilstander.</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,00$</p> <p>$\gamma_{G,inf} = 0,90$</p> <p>Øvrige γ-verdier er som gitt tabell NA.A2.4 (B).</p> <p>I tilfeller der variasjon i permanent last er av betydning for statisk likevekt (EQU), for eksempel fritt frambyggbruer i byggetilstanden, motvektslandkar osv., skal den delen av de permanente lastene som virker gunstig, ganges med $\gamma_{G,inf}$, og de delene av lastene som virker ugunstig, ganges med $\gamma_{G,sup}$. For konstruksjonens egenvekt kan G_k regnes lik middelverdien. For permanente laster der det kan forventes stor usikkerhet, for eksempel ballast i motvekkasser, skal $\gamma_{G,inf}$ settes lik 0,8, mens for de lastene der usikkerheten er liten, benyttes verdien 0,9. Der det iverksettes egnede måletiltak for å kontrollere at permanent last holder seg innenfor angitte toleranser, kan det gis egne lastfaktorer i det enkelte prosjekt.</p> <p>MERKNAD 2 Ligning 6.10 med γ-verdier som angitt i tabell NA.A2.4 (A) gjelder også for påvisning av kapasitet og bæreevne for konstruksjonen samt komponenter som er nødvendige for å sikre stabilitet (f.eks. fundamenter, hjelpesøyler, forankringer, stag) i denne dimensjonerende situasjonen - dette som et tillegg til en normal prosjektering i bruddgrensetilstanden basert på tabell A2.4(B).</p>					

> Tabell 4-12: Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO) (Sett C), tabell NA.A2.4 (C) [5].

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		For-spennning	Domi-nerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.					
<p>MERKNAD Ved geoteknisk prosjektering beregnes bygningslaster med lastfaktorer etter tabell NA.A2.4 (B). Geotekniske laster beregnes med følgende lastfaktorer:</p> <p>$\gamma_{G,sup} = 1,00$ for egenvekt</p> <p>$\gamma_{G,inf} = 1,00$ for egenvekt</p> <p>$\gamma_{G,set} = 1,00$ for setninger, ved lineær elastisk analyse eller ikke-lineær analyse for dimensjonerende situasjoner der påvirkninger som følge av ujevne setninger kan ha ugunstige virkninger. For dimensjonerende situasjoner der påvirkninger som følge av ujevne setninger kan ha gunstige virkninger, skal det ikke tas hensyn til disse.</p> <p>$\gamma_Q = 1,15$ for trafikklast fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).</p> <p>$\gamma_Q = 1,30$ for trafikklast fra jernbanetrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).</p> <p>$\gamma_Q = \psi$ 1,30 for vertikallast fra trafikk, variabel del av vekt av jord og fri ballast, grunnvann og fritt vann ved beregning av horisontalt sidetrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).</p> <p>$\gamma_Q = 1,30$ for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).</p> <p>$\gamma_p =$ verdier gitt i de aktuelle Eurokodene.</p>					

- > Tabell 4-13: Dimensjonerende verdier for laster (STR/GEO)(Sett B), tabell NA.A2.4 (B) [5].

Vedvarende og forbigående dimensjonerende situasjoner	Permanente laster		Forspenning	Dominerende variabel last (*)	Øvrige variable laster (*)
	Ugunstig	Gunstig			
(Ligning 6.10 a)	$\gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$
(Ligning 6.10 b)	$\xi \gamma_{G,j,sup} G_{k,j,sup}$	$\gamma_{G,j,inf} G_{k,j,inf}$	$\gamma_p P$	$\gamma_{Q,1} Q_{k,1}$	$\gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$

(*) Variable laster er de som er oppført i tabellene NA.A2.1 til NA.A2.3.

MERKNAD 1 Det skal i bruddgrenstilstanden påvises ved bruk av ligningene 6.10 a og 6.10 b at bruers konstruksjonsoppførsel er i overensstemmelse med antatt beregningsmodell, ut over mindre endringer (f.eks. oppløst fra lager, strekkpeler som det ses bort fra, flyteledd osv.) som kan aksepteres forutsatt at konstruksjonen dimensjoneres i overensstemmelse med de endrede forutsetningene.

MERKNAD 2 Det benyttes følgende sett med γ - og ξ -verdier ved bruk av uttrykk 6.10a og 6.10b:

$\gamma_{G,sup} = 1,35$ for permanent last, untatt de som er listet under ¹⁾²⁾
 $1,00$ for irreversible deformasjonslaster ³⁾
 $1,20$ for permanent del av vanntrykk

$\gamma_{G,inf} = 1,0$ for permanent last ¹⁾²⁾
 0 for irreversible deformasjonslaster ³⁾
 $1,0$ for vanntrykk

$\xi = 0,89$ for egenvekt ¹⁾

$\gamma_p =$ verdier gitt i de aktuelle eurokodene. ⁴⁾

$\gamma_Q = 1,35$ for vegtrafikk fra kjøretøyer og fotgjengere, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

$\gamma_Q = 1,5$ for jernbanetrafikk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig). For lastmodell SW/2 benyttes $\gamma_Q = 1,2$.

$\gamma_Q = 1,60$ for laster fra vind, bølger og strøm, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

$\gamma_Q = 1,20$ for temperaturlast, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

$\gamma_Q = 1,35$ for last fra lagerfriksjon og variabel del av vanntrykk, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

$\gamma_Q = 1,50$ for øvrige variable laster, hvis ugunstig (0 hvis gunstig).

¹⁾ Disse verdiene gjelder for egenvekt av bærende og ikke-bærende konstruksjonsdeler, ballast, jord, flyttbare laster osv.

²⁾ De karakteristiske verdiene for laster av samme opprinnelse, for eksempel egenvekt, multipliseres med $\gamma_{G,j,sup}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er ugunstig, og med $\gamma_{G,j,inf}$ hvis resultatet i form av den totale lastvirkningen er gunstig. Dette gjelder også om forskjellige materialer er brukt.

³⁾ Irreversible deformasjonslaster kan være bl.a. differansesetning, kryp og svinn. For γ -verdier for svinn vises til NS-EN 1992-1-1. Se også NS-EN 1991 til NS-EN 1999 for eventuelle øvrige γ -verdier som skal brukes for påførte deformasjoner. Irreversible deformasjonslaster skal alltid tas med dersom de har ugunstig virkning.

⁴⁾ Der dette er aktuelt, gjelder verdiene også for indirekte virkninger av spennkrefter, dvs. som tvangskrefter i statisk ubestemte konstruksjoner.

MERKNAD 3 Jf. fotnote 2 over. Se også A2.3.1 (2).

MERKNAD 4 For spesielle påvisninger kan verdiene for γ_G og γ_Q igjen deles inn i verdiene γ_3 og γ_4 og modellens usikkerhetsfaktor γ_{SD} . En verdi for γ_{SD} som ligger mellom 1,05 til 1,15, kan normalt benyttes. Mer detaljerte regler for dette kan gis for det enkelte prosjekt.

MERKNAD 5 For laster fra vann som ikke er dekket i denne tabellen eller av NS-EN 1997 (f.eks. rennende vann), kan lastkombinasjonene som skal brukes, angis for det enkelte prosjekt.

4.8.3 Bruksgrensetilstand

- > Tabell 4-14: Dimensjonerende verdier for laster for bruk i lastkombinasjoner, tabell NA.A2.6 [5].

Kombinasjon	Permanente laster G_d		For-spennning	Variable laster Q_d	
	Ugunstig	Gunstig		Dominerende last	Øvrige laster
Karakteristisk	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Sjeldent forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,inf} Q_{k,1}$	$\psi_{1,i} Q_{k,i}$
Ofte forekommende	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Tilnærmet permanent	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

4.8.4 Ulykkesgrensetilstand

- > Tabell 4-15: Dimensjonerende verdier for laster for bruk i kombinasjoner med ulykkeslaster og seismiske laster, tabell NA.A2.5 [5].

Dimensjonerende situasjon	Permanente laster		For-spennning	Dominerende ulykkeslast eller seismisk last	Øvrige variable laster (**)
Ulykkesituasjon(*) (Ligning 6.11a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	A_d	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Seismisk situasjon(***) (Ligning 6.12a/b)	$G_{k,j,sup}$	$G_{k,j,inf}$	P	$A_{Ed} = \gamma_l A_{Ek}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

(*) For dimensjonerende ulykkesituasjon kan de øvrige variable laster regnes med sin tilnærmet permanente verdi.

(**) Variable laster er de som er oppført i tabell A2.1 til A2.3.

(***) For det enkelte prosjekt kan det være angitt spesielle dimensjonerende seismiske situasjoner. For jernbanebruer trenger kun ett spor regnes belastet, og det kan ses bort fra lastmodell SW/2.

MERKNAD For alle ikke-seismiske laster settes $\gamma = 1,0$.

4.9 Byggefaser

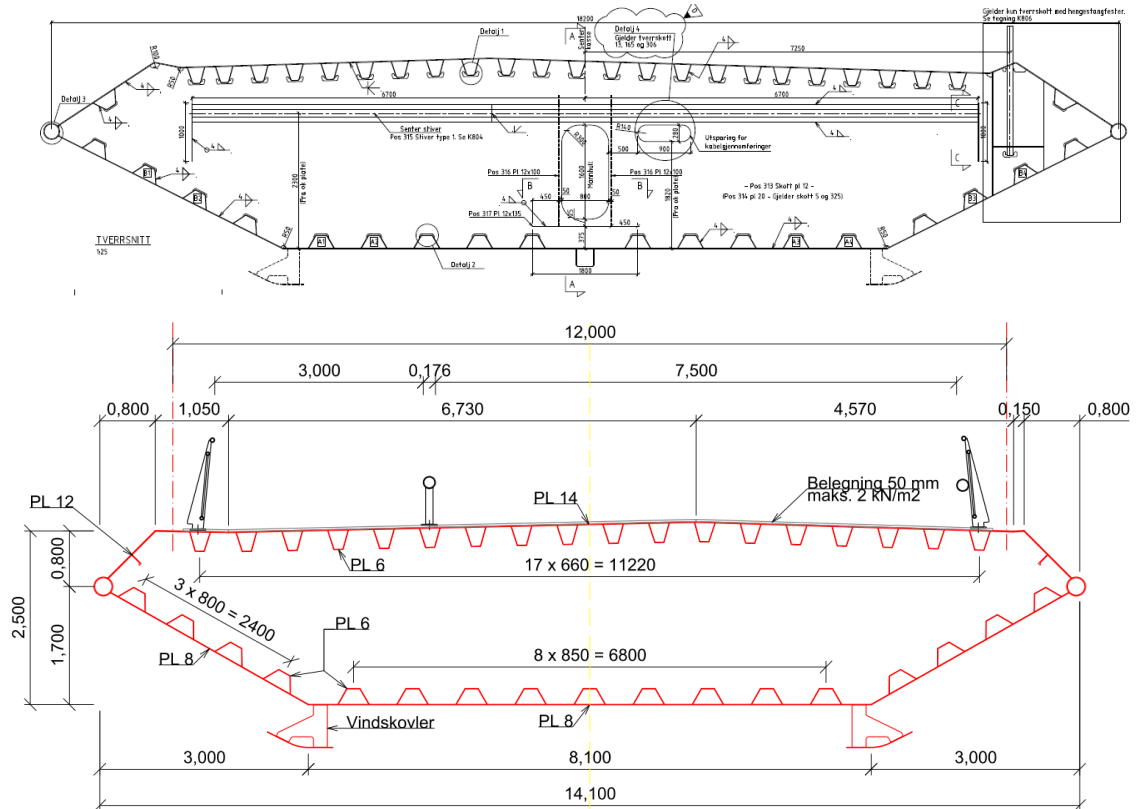
Byggefaser er spesielt viktig for dimensjonering av tårn som har blitt kontrollert for to byggetilstand, se 8.2 Modell 1: under støping, uten rigler og 8.3 Modell 2: Tårn ferdigstøpt, bærekabler ikke montert.

Det forutsettes at kabelmontasje og installasjon av avstivningsbærer utføres iht. kjent prosedyre og at tvangsspenninger ifølge bygging unngås mest mulig. Dette innebærer først og fremst installasjon av sadler på glidelager for å unngå momenter i tårn pga. installasjon av avstivningsbærer.

5 AERODYNAMISKE EGENSKAPER

5.1 Avstivningsbærere

Utforming av avstivningsbæreren for Todalsfjordbrua ligner brubjelken for Hardangerbrua slik at de samme aerodynamiske egenskaper antas for preliminære analyser. Tverrsnittet til Hardangerbrua er grundig testet og veldokumentert. Figur 5-1 viser en sammenligning av planlagt tverrsnitt for Todalsfjordbrua med tverrsnittet brukt for Hardangerbrua.



> Figur 5-1: Over: Tverrsnitt Hardangerbrua, $B = 18.3$ m. Under: Tverrsnitt Todalsfjordbrua, $B = 14.1$ m.

5.2 Statiske koeffisienter

> Tabell 5-1: Statiske koeffisienter normalisert med høyde og bredde for hhv. drag og lift. Positiv theta er definert som "nose up".

Koeffisient	Verdi
C_D	0.62
C_L	-0.32
C_M	0.039
$dC_D/d\theta$ (1/rad)	-1.15
$dC_D/d\theta$ (1/rad)	5.73
$dC_M/d\theta$ (1/rad)	1.12

5.3 Aerodynamiske deriverte

Koeffisienter for aerodynamiske deriverte er gitt under, og beregnes som:

$$AD = AU_{red}^2 + BU_{red} + C$$

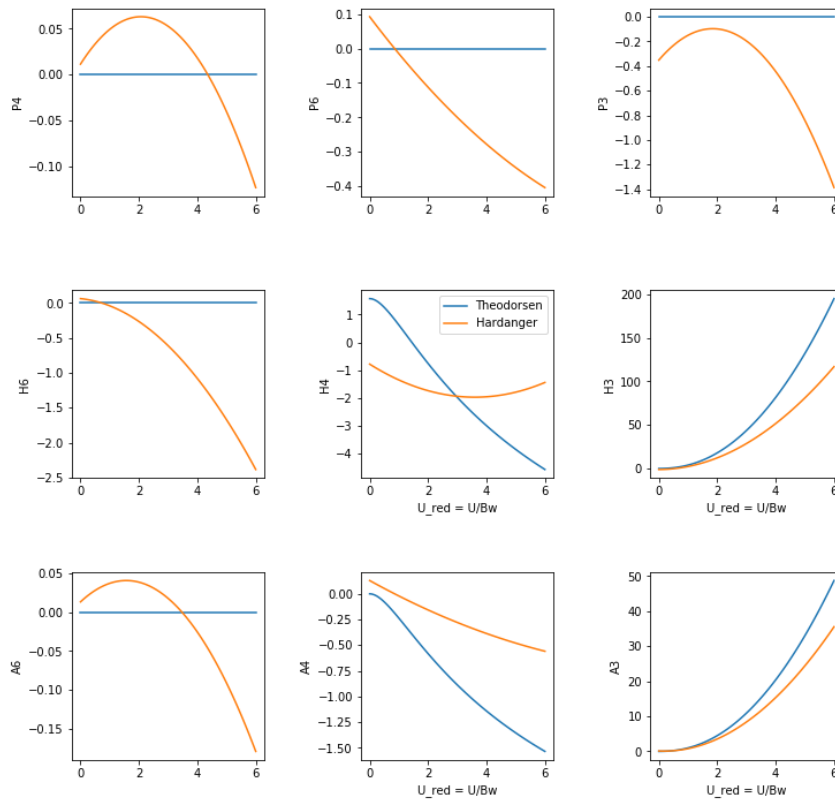
Hvor $U_{red} = U/B\omega$ er redusert hastighet for sirkulær frekvens.

AD	A	B	C
P1	-0.0100	-0.2510	-0.0018
P2	-0.0292	0.0024	-0.0214
P3	-0.0747	0.2759	-0.3519
P4	-0.0121	0.0501	0.0114
P5	-0.0023	-0.2204	-0.0194
P6	0.0049	-0.1119	0.0919

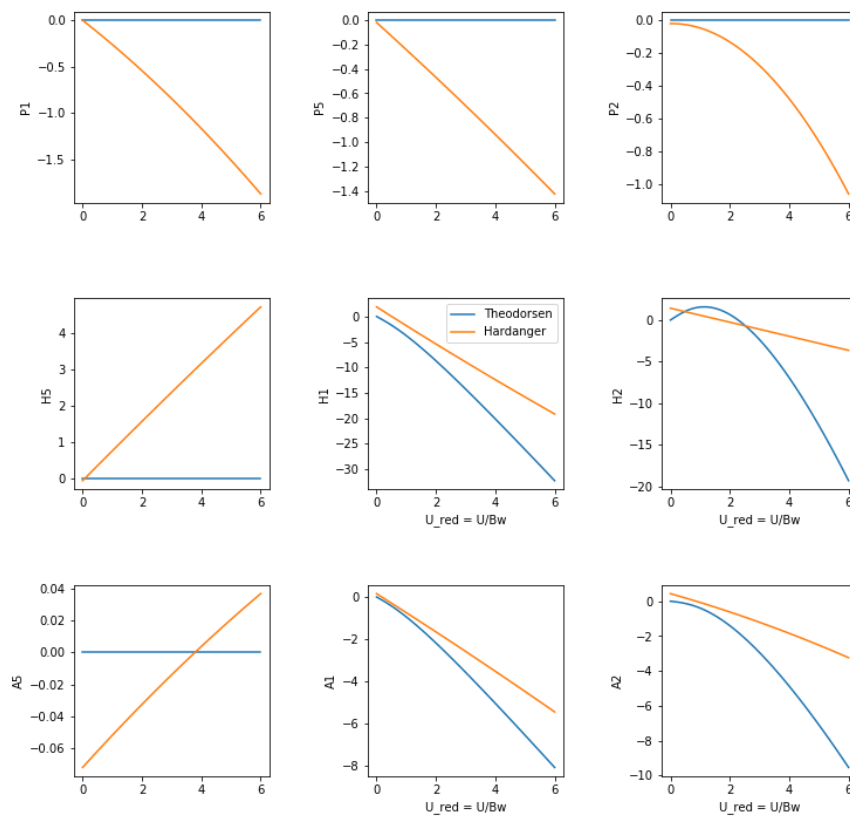
AD	A	B	C
H1	0.0336	-3.7084	1.8858
H2	-0.0005	-0.8412	1.4238
H3	3.2495	0.1769	-1.0694
H4	0.0917	-0.6599	-0.7811
H5	-0.0047	0.8269	-0.0666
H6	-0.0610	-0.0418	0.0623

AD	A	B	C
A1	-0.0072	-0.8889	0.1570
A2	-0.0216	-0.4830	0.4340
A3	1.0506	-0.3984	0.1322
A4	0.0071	-0.1573	0.1295
A5	-0.0004	0.0205	-0.0719
A6	-0.0112	0.0351	0.0134

Funksjonene er vist i figurene under, med flatplateteori (Theodorsen) til sammenlikning.



> *Figur 5-2: Aerodynamisk stivhet.*

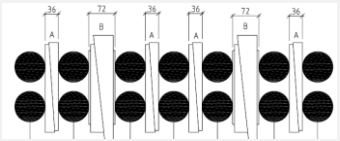
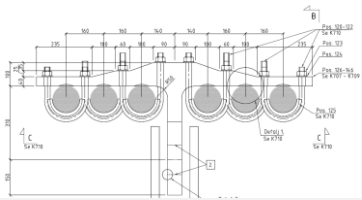



> *Figur 5-3: Aerodynamisk demping.*

5.4 Kabler

For kabler/kabelgrupper benyttes dragfaktor fra Tabell 5-2 som inkluderer de øvre hengestangfester. Verdiene er normalisert mot eksponert areal i strømningsretning.

> Tabell 5-2: Dragfaktor for forskjellige kabelkonfigurasjoner.

Konfigurasjon	Dragfaktor C_D
	1.4
	1.8
	0.8

5.5 Hengestenger

Hengestenger kan også tilnærmes med $C_D = 0.8$. Effekten av hengestangfester inkluderes i aerodynamiske egenskaper for bærekabler og avstivningsbærer.

5.6 Tårn

For tårn settes dragfaktor $C_D = 1.15$.

6 DIMENSJONERING VED HÅNDBEREGNING

6.1 Innledning

Valg av hoveddimensjoner er basert på eksisterende hengebruer og på enkle håndberegninger. Kassetverrsnittet for avstivningsbæreren ligner Osterøybrua (inkl. vindskovler), men beregning av vekt ta hensyn til nyere bruer som Hardangerbrua.

Dimensjonering er basert på 80 mm slitelagstykkelse (2 kN/m) ifølge Svv's Håndbok N400 Tabell 5.1, også for GS-bane. Slitelagstykkelsen på Gjemnessundbrua er 50 mm ifølge tegninger, og 30 mm ligger på Hardangerbrua. Antageligvis vil Todalsfjordbrua aldri belastes med 80 mm slitelag, men økt kapasitet kan være nyttig i fremtiden mtp. større laster eller økt brukstid.

6.2 Vekt kassetverrsnitt

> Tabell 6-1: Vekt av kassetverrsnittet (bare gjennomgående plater / stivere).

	Plate			Stivere		
	Tykkelse [mm]	Antall [-]	Bredde [mm]	Tv.sn.areal [mm ²]	Antall [-]	Areal [m ²]
Ortotropt dekke	14	1	12500	4213	18	0.2508
Overside vinge	12	2	964	233	1	0.0236
Rørprofil Ø273x13				10619	2	0.0212
Underside vinge	8	2	3270	4238	4	0.0862
Nedre plate	8	1	8100	4238	9	0.1029
					Sum	0.485

> Tabell 6-2: Vekt av hele avstivningsbæreren

	Areal [m ² /m]	Volum [m ³ /m]	Lengde [m]	Volum [m ³ /4m]	spes.vekt [kN/m ³]	Vekt [kN/4m] [kN/m]	
Gjennomgående plater	0.485		4	1.94	77.0	149.4	37.3
Tverrsnitt				0.6	77.0	46.2	11.6
Slitelag 2 kN/m ²	0.932		4	3.728	25.0	93.2	23.3
Rekkverk		0.025	4	0.1	77.0	7.7	1.9
Ledskovler		0.0037	4	0.0148	77.0	1.1	0.3
Lysmaster, transportskinne, avløp						3.0	0.8
					Sum	300.6	kN/4m
						75.2	kN/m

6.3 Dimensjonering av bærekabler (2 x 6 Ø116 mm)

Dimensjonering av bærekabler ved hjelp av håndberegning inkluderer permanente laster og trafikk, mens vind, temperatur og andre innvirkninger er neglisjert.

6.3.1 Permanente laster

Broparametere	Enhet
Lengde hovedspenn, L	713 m
Pilhøyde, f	65 m

Kabellengde, $s = L \left[1 + \frac{8}{3} \left(\frac{f}{L} \right)^2 \right] = 729 \text{ m}$ (for parabelform)

Dimensjoner bærekabler	
Antall kabler per kabelplan, n	12 stykk
Diameter	116 mm
Areal (aksielt)	9379 mm ²
Tetthet stål	7850 kg/m ³
Egenvekt bærekabel, per meter kabel, q_{kg}	8.67 kN/m
Vekt bærekabler, per kabelplan (projisert linjelast), q_k	$q_k = q_{kg} \frac{s}{L} = 8.86 \text{ kN/m}$

Permanente laster			
Brukasse, inkludert slitelag 80 mm	0.5·75 kN/m		per kabelplan
Hengestenger	0.5·2.2 kN/m		per kabelplan
Bærekabel, per meter avstivningsbærer (projisert linjelast)	8.86 kN/m		per kabelplan
Sum permanente laster	47.46 kN/m		per kabelplan

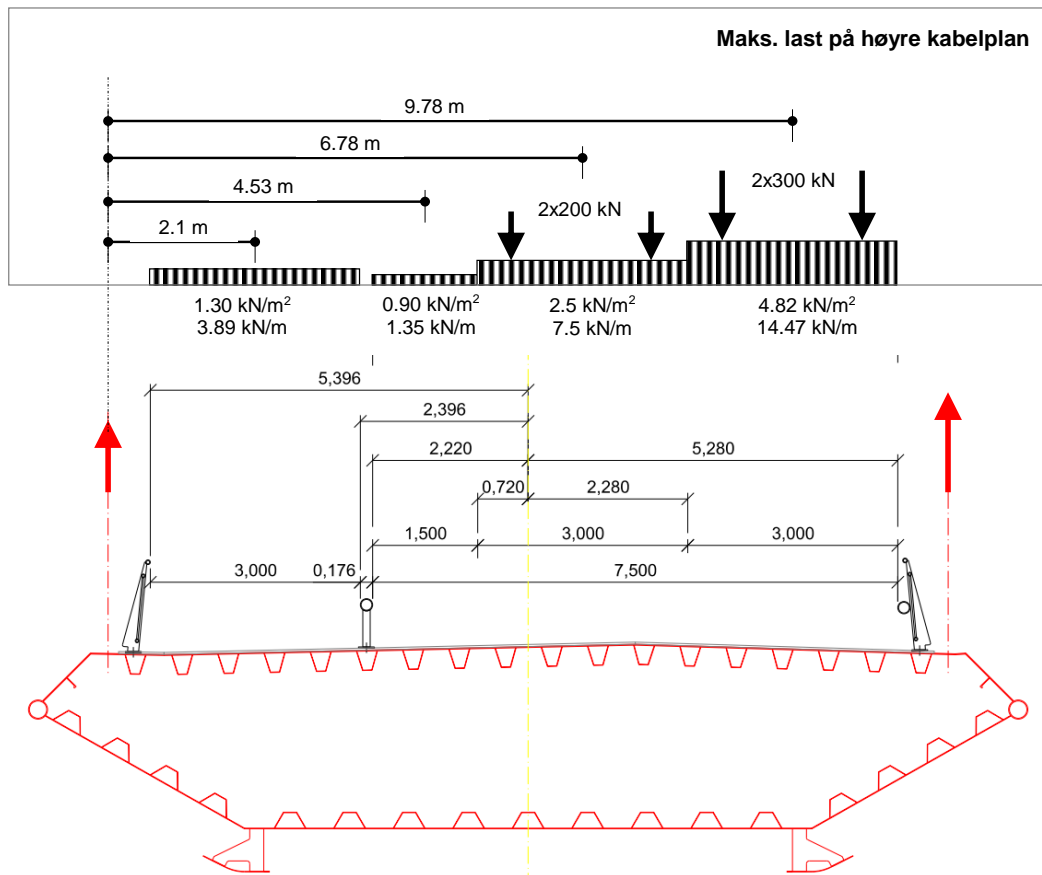
6.3.2 Trafikklast

For bærekablene vil verst tenkelige trafikklast tilsvare LM1 plassert med størst mulig eksentrisitet, se Figur 6-1. Maksimal fordelt trafikklast overført til et kabelplan, q_U , tilsvarer 17.2 kN/m:

$$q_U = \frac{14.47 \text{ kN/m} \cdot 9.78 \text{ m} + 7.5 \text{ kN/m} \cdot 6.78 \text{ m} + 1.35 \text{ kN/m} \cdot 4.53 \text{ m} + 3.89 \text{ kN/m} \cdot 2.1 \text{ m}}{12 \text{ m}} = 17.2 \text{ kN/m}$$

Tandem-lastgrupper for LM1 overfører maksimalt 715 kN til et kabelplan:

$$F_P = \frac{2 \cdot 200 \text{ kN} \cdot 6.78 \text{ m} + 2 \cdot 300 \text{ kN} \cdot 9.78 \text{ m}}{12 \text{ m}} = 715 \text{ kN}$$



> Figur 6-1: Sporfaktor for maks. trafikklast per kabelplan.

6.3.3 Kabelkraft

Maksimal kabelkraft ifølge konsentrerte laster F_P (tandem-lastgrupper) kan tilnærmes ved Selberg nomogram (Lorentsen & Sundquist, 2006):

$$S_P = F_P * \frac{3}{4} * \frac{l}{f} * 0.5 * 0.5 = 1470 \text{ kN}$$

Kabelkraft ifølge jevnt fordelt trafikklast er med god nøyaktighet:

$$S_{U0} = \frac{q_U L^2}{8f} = 16815 \text{ kN (horizontal komponent)}$$

$$S_{Umax} = S_{U0} \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{L}\right)^2} = 17898 \text{ kN}$$

Kabelkraft ifølge permanente laster:

$$S_{G0} = \frac{q_G L^2}{8f} = 46398 \text{ kN}$$

$$S_{Gmax} = S_{G0} \sqrt{1 + \left(\frac{4f}{L}\right)^2} = 49387 \text{ kN}$$

Med egenvekt som dominerende last gir dette følgende dimensjonerende kabelkraft:

$$1.35 * 49387 \text{ kN} + 0.95 * (17898 \text{ kN} + 1470 \text{ kN}) = 85072 \text{ kN}$$

Med trafikk som dominerende last får man:

$$1.2 * 49387kN + 1.35 * (17898kN + 1470kN) = 85411kN$$

Største dimensjonerende kabelkraft, F_{max} blir altså 85 411 kN.

6.3.4 Dimensjonering

Med 12 kabler i hvert kabelplan, blir maksimallast i hver av delkablene 7 118 kN.

Delkabler på **Ø116 mm** med en minimum bruddlast på $F_{uk} = 13\ 635$ kN gir en utnyttelsesgrad på 0.94 basert på følgende formel:

$$F_{Rd} = \frac{F_{uk}}{1.5 \cdot \gamma_m} = \frac{13\ 635}{1.5 \cdot 1.2} = 7\ 575\ kN, \text{ med } \gamma_m = 1.2 \text{ som spesifisert i N400}$$

$$UG = 7\ 118\ kN / 7\ 575\ kN = 0.94$$

Ved å ta hensyn til temperatur (nedkjøling og reduksjon av pilhøyde) og vind (sideveis utbøying av kabler) vil kabelkraften øke utover verdien ifølge enkel håndberegning, men det forventes at en kabeldimensjon på Ø116 mm stemmer med god nøyaktighet.

6.4 Dimensjonering av hengestenger (Ø56 mm)

For maksimal kraft i hengestenger kan trafikk ifølge LM1 eller LM3 være dimensjonerende. For LM1 summeres trafikklaster uten ekstra reduksjonsfaktor for lange spenn (>200 m):

$$q(LM1) = 3\ m \cdot (0.6 \cdot 9\ kN/m^2 + 2.5\ kN/m^2 + 2.5\ kN/m^2) + 1.5\ m \cdot 2.5\ kN/m^2 = 35\ kN/m$$

Inklusive sporfaktor på 17.2 kN/m / (27.2 kN/m) = 1.27 blir linjelast per kabelplan 22.2 kN/m:

$$q(LM1, kp) = 1.27 \cdot 35\ kN/m / 2 = 22.2\ kN/m$$

Maksimal kabelkraft per hengestang ifølge LM1 blir ca. 982 kN (konservativ forenkling):

$$F_{maks}(LM1) \approx 22.2\ kN/m \cdot 12\ m + 715\ kN = 982\ kN.$$

Maksimal kabelkraft ifølge LM3 blir ca. 630 kN:

$$F_{maks}(LM1) \approx 53\ kN/m \cdot 12\ m = 630\ kN \Rightarrow LM1 \text{ er dimensjonerende}$$

Dimensjonerende kabelkraft blir ca.

$$F_{HS,d} = 1.2 \cdot (12\ m \cdot 75\ kN/m / 2 + 73\ m \cdot 0.2\ kN/m) + 1.35 \cdot 982\ kN = 1\ 883\ kN$$

For **Ø56 mm hengestenger** blir utnyttelsesgraden 0.97:

$$UG = 1\ 883\ kN / 1\ 933\ kN = 0.97$$

En høy UG er OK siden antatt kraft ifølge konsentrerte trafikklaster er konservativ (100% i en hengestang).

7 FE GLOBALANALYSE

7.1 Innledning

En FE analyse ved hjelp av Sofistik er utført for å supplere håndberegninger og støtte konseptutviklingen. Analysen er bygd opp på en måte at det er mulig å gjøre store endringer i geometrien slik at vesentlige konseptvalg kan baseres på forholdsvis nøyaktige analyser, slik som utforming av tårngeometrien, plassering av forankringer eller utforming av fundamenteringen. I motsetning til håndberegninger gir FE analysen detaljerte resultater for avstivningsbæreren under belastning fra vind og alle trafikklastmodeller (inkl. tandem-akselgrupper og engangstransport). Dessuten leverer en FE-analyse nødvendig opplysninger om dynamisk respons slik at aerodynamisk stabilitet kan vurderes.

Analysen har ikke blitt brukt for en detaljert dimensjonering, men for å verifisere antagelser og utføre grove kontroller. For kontroll av tårn – spesielt mtp. byggetilstand – har avanserte håndberegninger blitt brukt.

7.2 Statisk modell

7.2.1 Modellering

FE modellen er bygd med Sofistik ved hjelp av kabel- og bjelkeelementer. For tårn og brubjelke er tverrsnittsdata introdusert som generelle bjelkeseksjoner. Riktig geometri og spenning i kabler (formfinding) er basert på en iterativ løsning av en stivhetsmatrise bygd av enhetslasttilfeller ved hjelp av Sofistik's CSM-modul (Construction Stage and Design Manager). De viktigste lastkombinasjoner er analysert etter 3. ordens teori for å ta hensyn til deformasjoner / geometrisk stivhet i bærekabler.



> Figur 7-1: FEM-modell og globalt koordinatsystem

Randbetingelser

Begge tårn er innspent i bunn. Avstivningsbæreren er fastholdt ved en tårn og fri til å bevege seg i lengderetning ved andre tårnet. I tillegg er den fri til å rotere om global y-akse (svak akse) og om global z-akse (sterk akse) i begge ender, se Figur 7-1.

7.2.2 Global geometri

> Tabell 7-1: Globale parametere

Parameter	Verdi	Enhet
Hovedspenn	714	m
Pilhøyde bærekabler	65	m
Bakspenn 1	100	m
Bakspenn 2	204	m
Elevasjon av veglinje ved tårn	15.4	m
Elevasjon av veglinje ved midtspenn	26.8	m
Elevasjon sadelpunkt	95.16	m
Elevasjon bunn av tårn	4.5	m
Avstand mellom tårnben, bunn	18	m
Avstand mellom tårnben, topp	12	m
Minste avstand veglinje – bærekabel	3.34	m
Avstand mellom hengestenger	12	m

7.2.3 Tverrsnitt

> Tabell 7-2: Antatte tverrsnittsegenskaper

Parameter	Verdi	Enhet
E-modul	210 000	MPa
Skjærmodul	81 000	MPa
Vekt aksialt stålareal	3807	kg/m
Vekt tverrsnitt	1178	kg/m
Slitelag	2375	kg/m
Annen vekt (rekkverk, drenering, belysning, ..)	302	kg/m
Total vekt	7662	kg/m
Iz (treghetsmoment om sterk akse)	6.39	m ⁴
Iy (treghetsmoment om svak akse)	0.43	m ⁴
It (polart arealmoment)	0.98	m ⁴
Areal gjennomgående plater inkl. stivere	0.485	m ²
Tverrsnittbredde (avstand mellom kabelplan)	12	m
Tverrsnitthøyde avstivningsbærer	2.5	m
Dragfaktor C _d for avstivningsbærer	0.62	-

7.3 Analyserte lastkombinasjoner

To forskjellige lastkombinasjoner er vurdert ved hjelp av Sofistik-modellen:

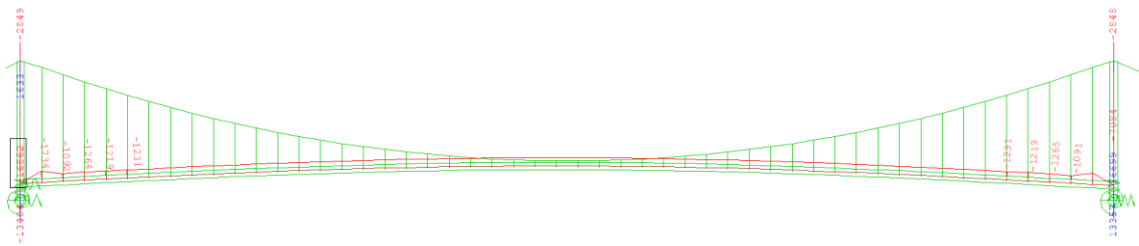
- > ULS1: Trafikklast (LM1) med tilhørende vind
- > ULS2: 50-års vind

I tillegg har respons ifølge engangstransport (LM3) blitt analysert for å sjekke om LM3 eller LM1 blir dimensjonerende i visse tilfeller.

Lastfaktorene brukt i disse kombinasjoner er vist i Tabell 4-9 (side **Error! Bookmark not defined.**). Temperatureffekter er ikke inkludert.

7.4 Resultater

7.4.1 Egenvekt (ufaktorisert / bruksgrensetilstand)

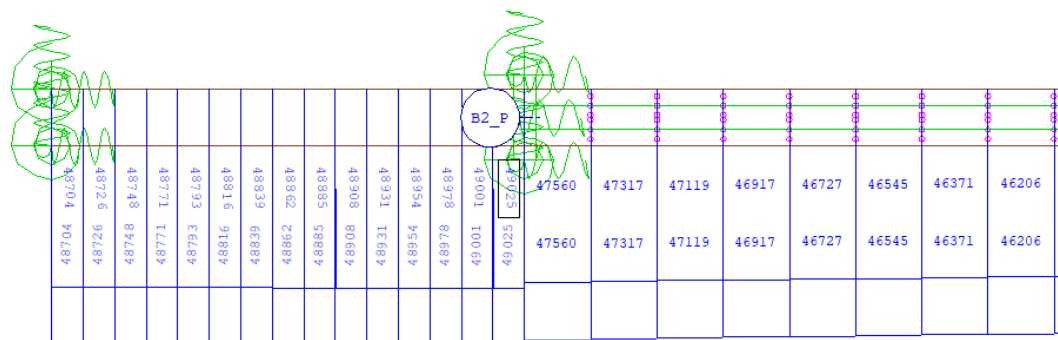


- > *Figur 7-2: Karakteristisk bøyemoment i avstivningsbærer om svak akse (M_y) ifølge perm. laster*

Karakteristisk bøyemoment om svak akse ligger på rundt 1.2 MNm, som stemmer godt overens med maksimal støttemoment i en kontinuerlig bjelke over mange spenn:

$$M = \frac{q \cdot L^2}{10} = \frac{75 \text{ kN}}{m} \cdot \frac{(12 \text{ m})^2}{10} = 1.08 \text{ MNm}$$

Største kraft i bærekablene fra egenvekt opptrer i sidespennet (49 MN) hvor helningen på bærekabler er 1:2.6 som er noe høyere enn største helning i hovedspenn ved siden av tårn (ca. 1:2.8). I hovedspennet er kreftene litt lavere enn ifølge håndberegningene (47.5 MN mot 49.4 MN), som antas å være fordi noe av egenvekten til brubjelken overføres i opplagringene ved tårnene, og at lengden av hengestenger er antatt noe for stor i håndberegningene. I hengestengene ligger største kraft på rundt 0.6 MN.



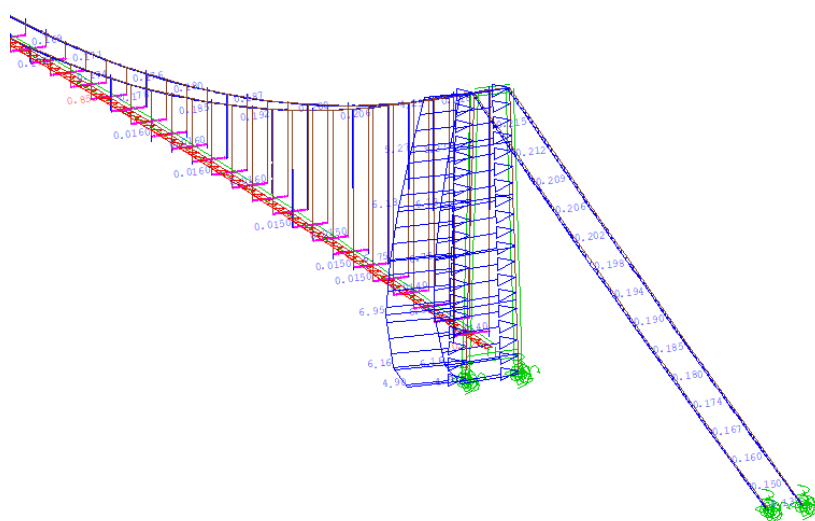
- > *Figur 7-3: Krefter i hengestenger pga. perm. laster*

7.4.2 Statisk vind (ufaktorisert / bruksgrensetilstand)

Linjelaster tilsvarende en vindhastighet på henholdsvis 23 m/s og 28 m/s er satt på i bruas tverretning, dvs. horisontalt 90 grader på avstivningsbærer, tårn og kabler. Benyttede dragfaktorer, C_D er som presentert i Tabell 5-1, Tabell 5-2 og kapittel 5.5 og 5.6. Med en vindhastighet på 28 m/s i bruas midtspenn (elevasjon ca. 25 m) får man en horisontal vindtrykk på 744 N/m for ULS2:

$$q = \frac{1}{2} \rho_{luft} C_D V^2 H = 0.5 * \frac{1.225 kg}{m^3} * 0.62 * \left(\frac{28 m}{s}\right)^2 * 2.5 m = 744 N/m.$$

I Sofistik-modellen er vindtrykket variabel i funksjon av elevasjonen siden Sofistik beregner nøyaktig vindhastighet iht. standard, se Figur 7-4.

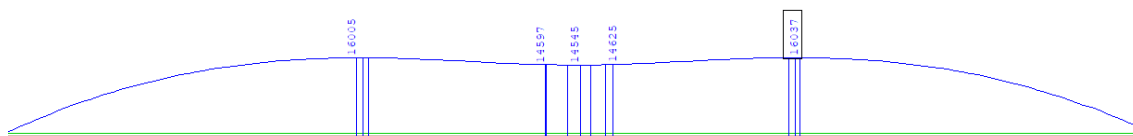


> Figur 7-4: Påført vindtrykk for ULS2

For analyse av lastkombinasjon ULS1 er økes dragfaktoren med 50% for å ta hensyn til trafikk på brubjelken. Til tross for lavere vindhastighet samtidig med maksimal trafikk (23 m/s istedenfor 28 m/s for 50-års vind) er krefter ifølge vind større i ULS1 enn i ULS2:

$$q = \frac{1}{2} \rho_{luft} C_D V^2 H = 0.5 * \frac{1.225 kg}{m^3} * 0.62 * 1.5 * \left(\frac{23 m}{s}\right)^2 * 2.5 m = 753 N/m$$

Fra ULS1 får man følgende bøyemoment om sterk akse, med største verdi på 16 MNm.



> Figur 7-5: Bøyemoment fra statisk vind, ULS1

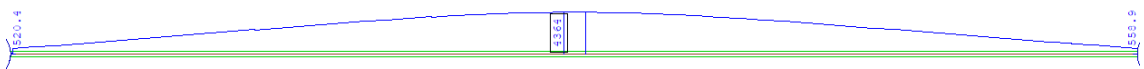
7.4.3 LM1 (trafikk) (ufaktorisert / bruksgrensetilstand)

Trafikklast i Sofistik beregnes ved hjelp av influenslinjemetoden som finner verste situasjon (lastfordeling) for hvert element i modellen. Resultatet er omhylningskurver («envelopes») som viser maksimal og minimal respons fra lasttogene langs f.eks. brubjelken.

For brubjelken er verste fordelte last ikke lengere enn rundt 150 m, og største moment på ca. 40 MNm (strekking på undersiden) langs bjelken oppnås når lasten plasseres nærme et av tårnene ($x \approx 0.2 \cdot L$). Siden dimensjonerende fordelte trafikklaster er mindre enn 200 m lang, brukes trafikklaster iht. Tabell 4-4.



> Figur 7-6: Maksimale bøyemomenter om svak akse for LM1 (kombinasjon av fordelt last og tandemlast)



> Figur 7-7: Maksimale bøyemomenter om sterk akse fra LM1 (horisontal komponent bidrar)

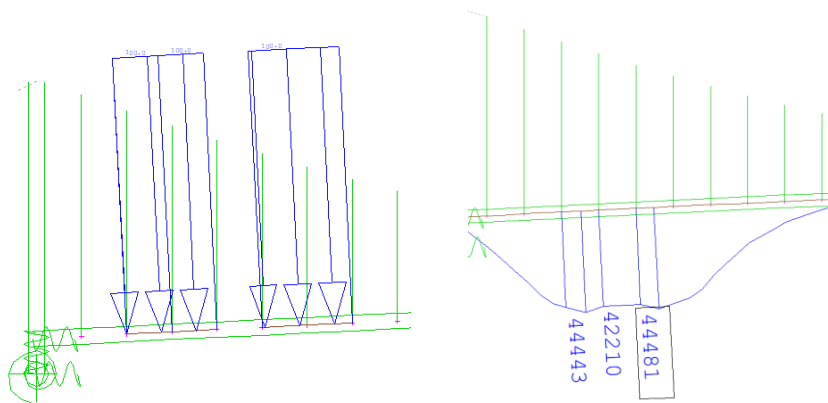
Kraft i bærekabler fra LM1 kommer på rundt 16 MN på det meste.

Største kraft i hengestenger ifølge trafikk blir på rett under 0.4 MN.

7.4.4 LM3 / Engangstransport (ufaktorisert / bruksgrensetilstand)

Effekten av LM3 / engangstransport er undersøkt ved hjelp av linjelaster uten eksentrisitet (0.3 m iht. Lovdata):

- > 2 x linjelast på 100 kN/m med 14 m avstand og 28 m belastet lengde hver.
- > 1 x linjelast på 100 kN/m med 28 m belastet lengde.



> Figure 7-1: venstre: Påsatt linjelast på 100 kN/m med 14 m avstand og 28 m bredde; høyre: tilsvarende moment i avstivningsbærer om svak akse

For engangstransport på $2 \times 2 \cdot 250 = 4\,500$ kN (100 kN/m linjelast) i en ende av brua får man et bøyemoment om svak akse på 44.5 MNm, som er noe større enn karakteristisk respons på ca. 40 MNm ifølge LM1.

For hengestengene kommer største aksialkraft på 0.34 MN, som er lavere enn den fra LM1 (som forventet ifølge håndberegninger).

7.4.5 Kontroll av avstivningsbærere, bærekabler og hengestenger

FE analysen er først og fremst brukt for å kontrollere maksimale spenninger i **avstivningsbæreren** (tårn og kabler er dimensjonert ved hjelp av håndberegninger). Største moment om sterk akse opptrer ifølge lastkombinasjon ULS1 (se kapittel 7.3) på grunn av økt drag med trafikk på brua.

Med vind som dominerende last (**ULS2**) får man følgende bøyemoment om sterk akse:

$$M_{z,d} = 1.6 * 16MNm + 0.95 * 4MN = 29MNm$$

Samtidig med maksimal bøyemoment om sterk akse virker:

$$F_{x,d} = 0.4 MN, M_{y,d} = 31 MNm \text{ (positiv } M_y \text{ betyr strekk i underkant)}$$

Største moment om svak akse på 52 MNm opptrer i **ULS1**:

$$M_{y,d} = 1.35 * 39.7MNm - 1 * 1.2MN = 52MNm$$

Tilhørende snittkrefter i samme posisjon langs brubjelken er:

$$F_{x,d} = 0.2 MN, M_{z,d} = 12 MNm \text{ (positiv } M_y \text{ betyr strekk i underkant)}$$

M_z for ULS1 inkluderer effekter fra vind og bremse-/ sentrifugalkrefter.

Største "globale" spenning på 216 MPa ifølge biaksiale bøyemomenter pluss tilhørende aksialkraft oppstår i underkant av avstivningsbæreren i koordinatene $z_{UK1} = 1.7 m$ og $y_{UK1} = -3.6 m$:

$$\sigma = \frac{0.2MN}{0.485m^2} + 52MNm * \frac{1.7m}{0.425m^4} + 12MNm * \frac{3.6m}{6.39m^4} = 216MPa$$

Spenningen vil være noe større ved å inkludere temperaturendringer som kan føre til økt krumning / bøyemoment eller økt aksialkraft. En betydelig økning av spenningen forventes dessuten ifølge dynamiske effekter pga. vind.

For kontroll av **hengestenger** kombineres største kraft ifølge trafikk og ifølge egenvekt til tross for at disse opptrer i forskjellige hengestenger / på ulike steder langs brubjelken:

$$F = 1.35 * 0.6MN + 0.95 * 0.4MN = 1.19MN$$

eller

$$F = 1.2 * 0.6MN + 1.35 * 0.4MN = 1.26 MN$$

Denne noe konservative kombineringen gir en utnyttelse på 0.64 for Ø56mm hengestenger med $F_{R,D} = 1.933 MN$.

For bærekablene ligger største kraft i bakspennet på 80 MN (79 MN i hovedspennet):

$$F = 1.35 * 49MN + 0.95 * 14.4MN = 80MN$$

eller

$$F = 1.2 * 49MN + 1.35 * 14.4MN = 78 MN$$

Kraften fått fra FE-analysen er litt lavere enn fra håndberegninger (se kapittel 6.3). I dimensjoneringen er imidlertid håndberegningene benyttet, noe som er på den konservative siden.

7.5 Forenklet jordskjelvanalyse

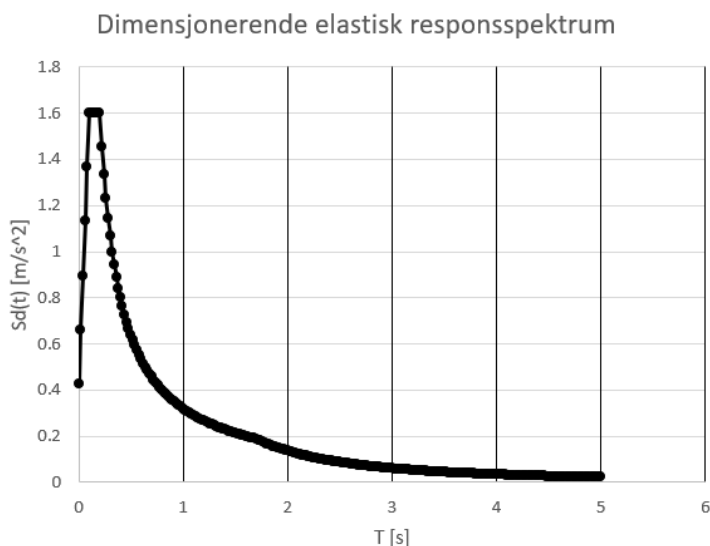
En forenklet analyse har blitt utført for å sjekke om foreslått bruløsning vil være sensitiv til eksitasjon ifølge jordskjelv, og motstand mot effekter ifølge jordskjelv er kontrollert overslagsmessig iht. Eurokode 8.

> *Tabell 7-3: Nomenklatur*

	Forkortelse
NS-EN-1998-1:2004+A1:2013+NA:2014	EC8-1
NS-EN-1998.2:2005+A1:2009+A2:2011/NA:2014	EC8-2

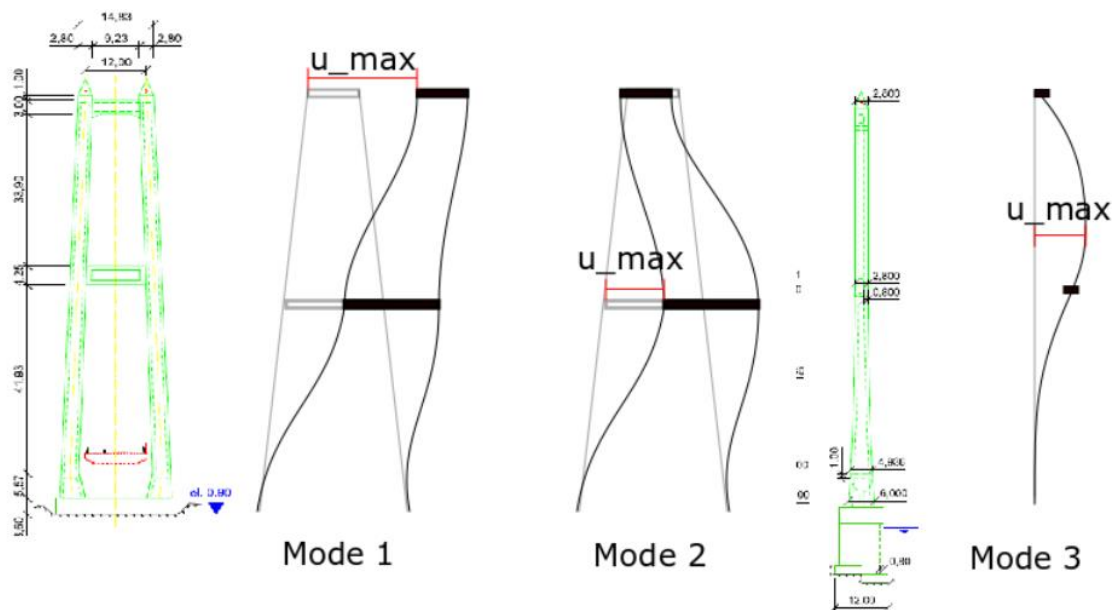
Det stilles ikke krav til kontroll av jordskjelvpåvirkning i byggefase etter EC8-2 – NA.2.1(3). For ferdigtilstand antas parametere som vist i Tabell 4-8, se side 25.

Resulterende dimensjonerende elastisk responspektrum vises i Figur 7-8.



> *Figur 7-8: Dimensjonerende elastisk responspektrum.*

Det er åpenbart at responspektret med spissverdier rundt $T = 0.2$ s ikke eksiterer bruas laveste egenmoder som har periode på ca. 1 s. For tårn derimot gjør vi overslagsberegninger av de mest utsatte modene, vist i Figur 7-9, som en stikkprøve.



- > Figur 7-9: Tårnmoder for forenklet jordskjelvanalyse.
- > Tabell 7-4: Resultater forenklet seismisk beregning.

Mode	1	2	3	Enhet
Egenfrekvens, T_n	1.86	0.51	0.18	s
Spissverdi grunnakselerasjon, $S_d(T)$	0.15	0.62	1.6	m/s^2
Spissverdi kvasistatisk deformasjon, u_{max}	0.024	0.020	0.0013	m
Spissverdi baseskjær, V_{Ed}	621	926	93	kN
Spissverdi veltemoment, M_{Ed}	13000	19400	1950	kNm

Dimensjonerende snittkrefter ifølge jordskjelv er følgelig godt innenfor dimensjonerende kapasiteter i bruddgrense (se Kap. 8).

Største relative forskyvning opptrer imidlertid ikke i bunn av tårn men mellom rigler (Mode 2). I dette snittet får vi $V_{Ed} = 1200$ kN og $M_{Ed} = 20400$ kNm. En enkel tverrsnittskontroll i «Response 2000» viser at også dette er godt innenfor dimensjonerende motstander.

Merk at beregningene er gjort uten geometrisk stivhet. For søyler i trykk kan egenfrekvensen forenklet korrigeres med en faktor $\frac{\omega_{N \neq 0}}{\omega_{N=0}} = \sqrt{1 + \frac{N \cdot \gamma_1^2}{N_{cr} \cdot \gamma_n^2}}$, hvor N_{cr} er knekklasten og γ er dimensjonsløs frekvens for mode n . Siden utnyttelse for knekking er lav (se Kap 8.4) er bidraget ubetydelig. Da frekvensen reduseres med økt trykk, vil det være gunstig å regne med geometrisk stivhet siden dette vil redusere spissverdiene for grunnakselerasjon og virke gunstig.

De foreløpige beregningene viser at Totalsfjordbrua har tilfredsstillende motstand mot seismisk innvirkning.

8 KAPASITETSKONTROLL FOR TÅRN

8.1 Innledning

I kapitlet kontrolleres tårndimensjoner for viktige byggefaser resp. lastsituasjoner for å bekrefte antatte mengder. Første antagelse for tårndimensjoner baserer seg i stor grad på tårn for liknende bruer, se Tabell 8-1 og Figur 8-1

Forenklet brukes lineær variasjon av dimensjoner i statiske analyse og kapasitetskontroll.

To byggefaser er vurdert ved hjelp av forskjellige statiske modeller:

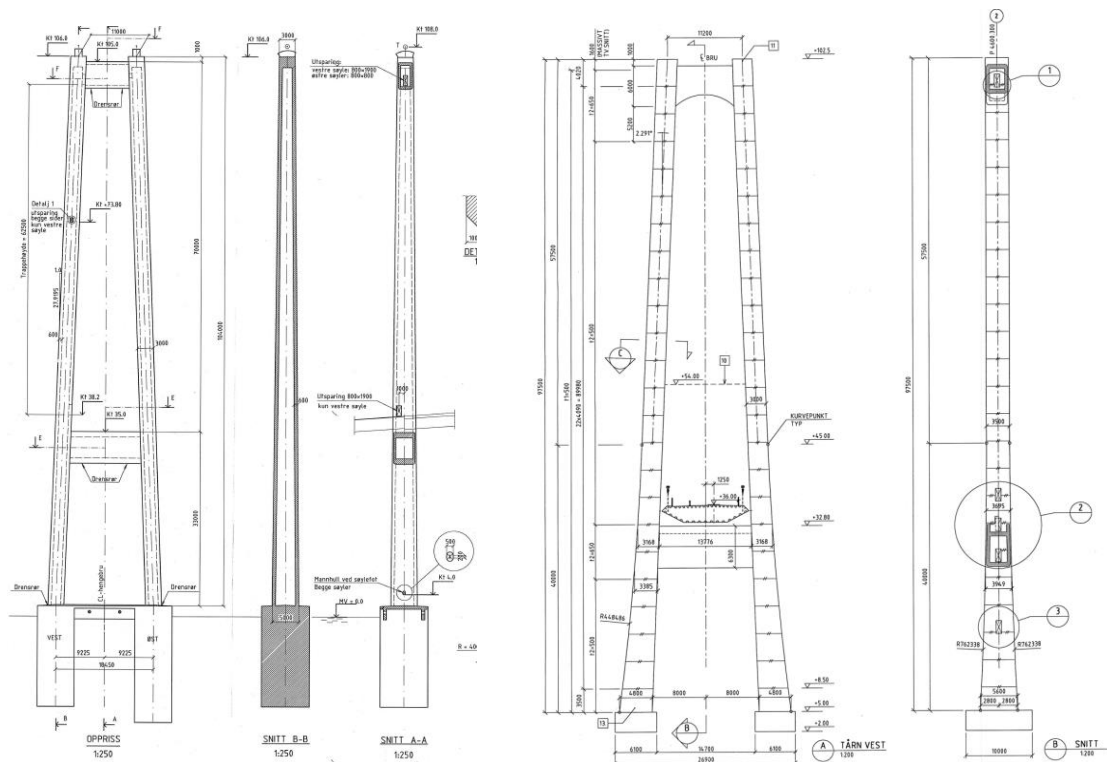
- 1) Motstand mot 1. og 2. ordens effekter for enkeltstående tårnben under støping,
- 2) Bøyning ut av rammeplanet for enkeltstående tårn (uten bærekabler).

For brua etter ferdigstillelse er følgende to scenarier undersøkt:

- 1) Kapasitet mot knekking under maksimal vertikalbelastning, og
- 2) Veltemoment for maksimalt aerodynamisk drag.

> *Tabell 8-1: Tårndimensjoner for liknende bruer*

	Todalsfjord-brua	Dalsfjord-brua	Askøy-brua	Gjemnessund-brua
Hovedspenn [m]	713	523	850	623
Sadel – oppleggsrigel [m]	83 / 85	58.8	93.1	71
Tv.sn. lengde topp [m]	2.800	4.200	4.500	3.000
Tv.sn. lengde bunn [m]	4.500	5.500	5.000	4.400
Tv.sn. bredde bunn [m]	3.200	3.330	4.000	3.000
Tv.sn. bredde topp [m]	2.800			
Tykkelse flens	0.600	0.600	0.800	0.600
Tykkelse steg	0.600	0.500	0.600	0.600
Gj.sn. tv.sn. areal [m ²]		4.123	5.72	3.66
Volum [m ³]	744	482	1064	520



> Figur 8-1: Eksempler for tårngeometri (venstre: Gjemnessundbrua, høyre: Bømlabrua)

8.2 Modell 1: under støping, uten rigler

Beskrivelse av byggetilstand og kritisk tverrsnitt

Tårnben er slanke og vil under oppføring være spesielt utsatt for store krefter om svak akse (bruas lengderetning). Modell 1 er laget for å sjekke kritisk tverrsnitt i bunn inkl. 2. ordens effekter. Relevante laster er egenvekt, vekt av støperigg og 10-års vind. Rigler er utelatt da disse vil virke stabiliserende.

Statisk modell og laster

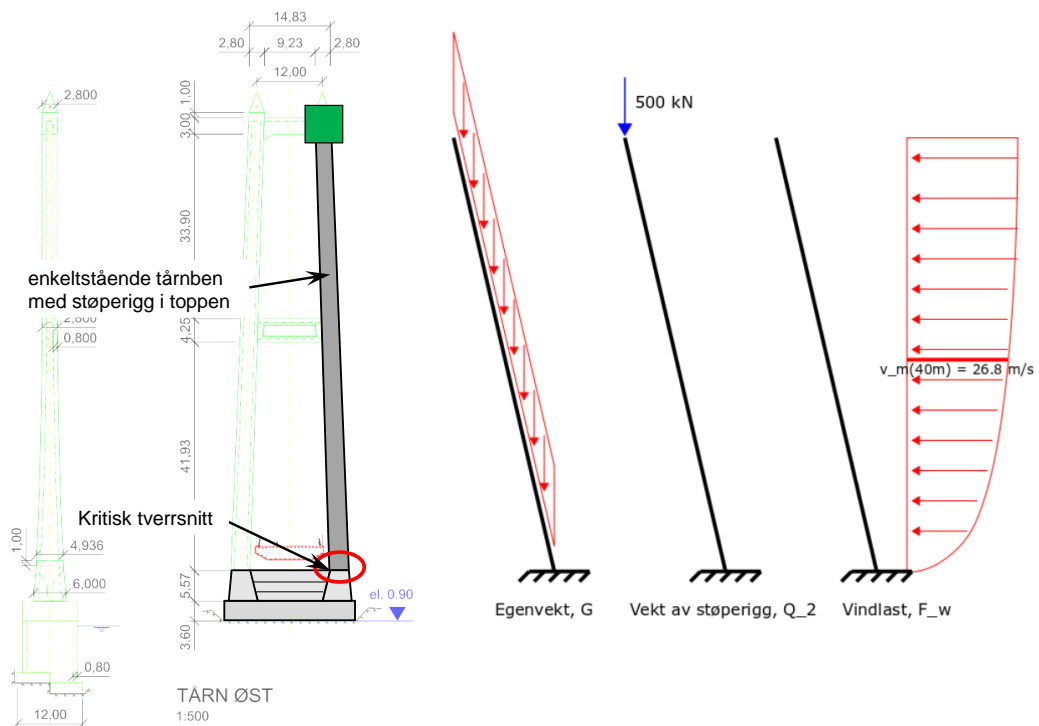
Tårnben modelleres som fast innspent, skrå bjelke med variabelt tverrsnitt, se Figur 8-2. Aktuelle laster er støperigg på antatt 500 kN og 10-års vind ($v_m = 26.8$ m/s i en referansehøyde 40 m). For å ta høyde for dynamiske effekter ifølge vind brukes en forsterkningsfaktor på 2.17 (basert på ALVSAT-beregning).

Modell 1 domineres av permanente laster, og EC-0 Likning 6.10a benyttes. Merk at i Tabell 4-9 brukes verdiene $\gamma_g = 1.15$ og $\gamma_{sd} = 1.05$ iht. N400 13.2.1, og følgelig er dimensjonerende lasttilfelle for Modell 1 gitt ved:

$$1.2 \cdot G + 1.6 \cdot 1.0 \cdot F_{wk} + 1.5 \cdot 1.0 \cdot Q_2$$

hvor G er egenvekt, F_{wk} er vindlast og Q_2 er vekt av støperigg. Vindretning settes til bruas tverretning som vil være mest gunstig.

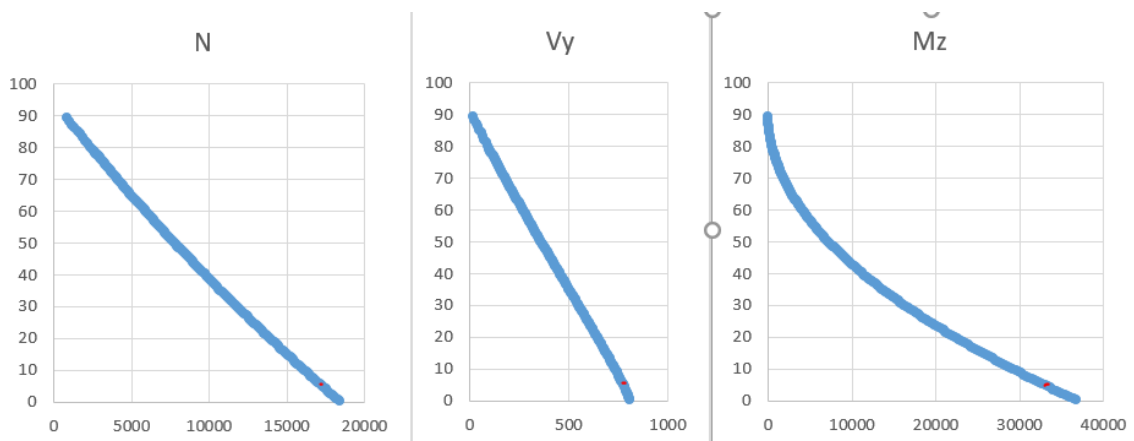
Laster er vist i Figur 8-2. For vindlast brukes projisert bredde i gitte høyde, en dragfaktor på $C_D = 1.05$ og en dynamisk forsterkningsfaktor på 2.17, dvs. $f_{wd}(z) = 1.6 \cdot 2.17 \cdot \frac{1}{2} \rho v_m^2(z) C_D B(z)$. Dragflate av støperigg er ikke tatt med.



> Figur 8-2: Byggetilstand med enkeltstående tårnben

Dimensjonerende snittkrefter ifølge 1.ordens beregning

Snittkraftdiagrammer er vist under. Krefter ut av planet neglisjeres i Modell 1.



> Figur 8-3: Snittkraftdiagrammer for bruddgrensetilstand

Kapasitetsberegning:

Følgende dimensjonerende snittkrefter virker i bunn av tårn ($z = 5.5$ m):

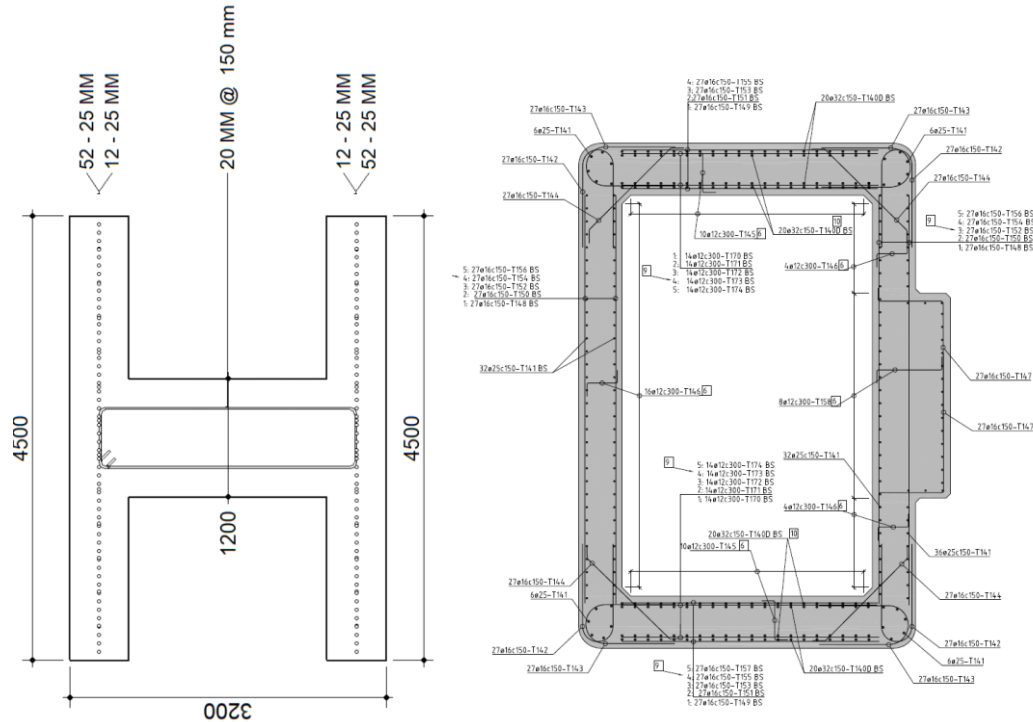
$$N_{Ed \text{ sup}} = 17223 \text{ kN}$$

$$N_{Ed \text{ inf}} = 12789 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} = 775 \text{ kN}$$

$$M_{z,Ed} = 32744 \text{ kNm, inkluderer også nominelt 2. ordens moment etter EC2 5.8.8.2.}$$

Det antas at 28d-fasthet er oppnådd i kritisk snitt ved full belastning. Følgelig benyttes standard verdier for B45. For momentkapasitet mobiliseres flenser til trykksone. Tverrsnittet antas armert som Dalsfjordbrua, se Figur 8-4.



> Figur 8-4: Armering av tårn på Dalsfjordbrua (venstre), Ekvivalent I-bjelke for beregninger (høyre).

Dimensjonerende motstander for bunnsnitt blir da:

$$N_{Rd,c} = 214200 \text{ kN}$$

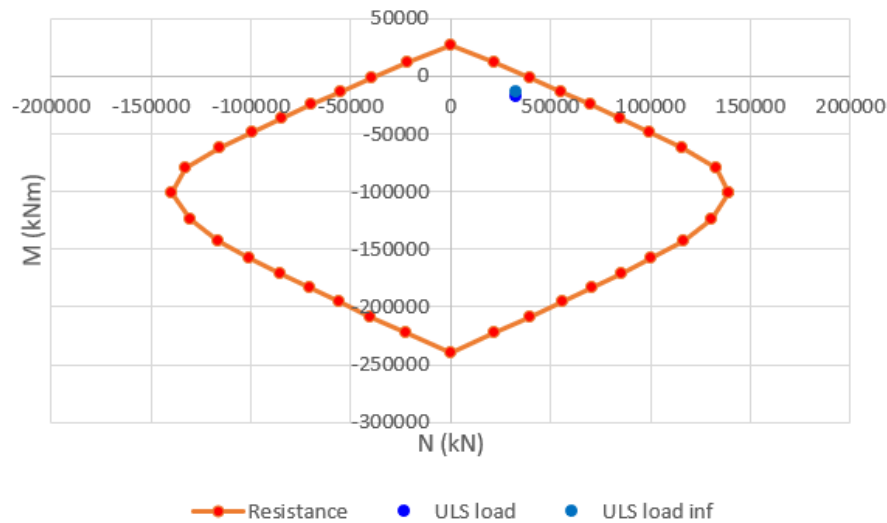
$$V_{yRd,c} = 3780 \text{ kN (EC2-6.2a)}$$

$$M_{Rd,z}^N = 10124 \text{ kNm (Moment som avlaster trykk fra } N_{d,Ed} \text{ inf).}$$

$$M_{Rd,z1} = 35529 \text{ kNm (Flyt i strekkarmering)}$$

$$M_{Rd,z} = 10124 + 35529 = 45653 \text{ kNm}$$

M-N diagram for bunn-tverrsnittet er beregnet i programmet «Response 2000», og som vist i Figur 8-5 er opprettede last innenfor kapasiteten.



> Figur 8-5: M-N diagram for bunn-tverrsnitt av tårn, bøyning om sterk akse.

2. ordens effekter:

Det undersøkes om tårnben er stabile mot knekking. Her benyttes gjennomsnittlige verdier for N og EI:

$$\bar{N}_{Ed} = 8783 \text{ kN} \quad \text{midlere trykk-kraft}$$

$$\bar{EI}_{zz} = 252.3E0 \text{ Nm}^2 \quad \text{midlere stivhet}$$

$$l_0 = 2.18 \cdot l = 195.6 \text{ m} \quad \text{effektiv lengde}$$

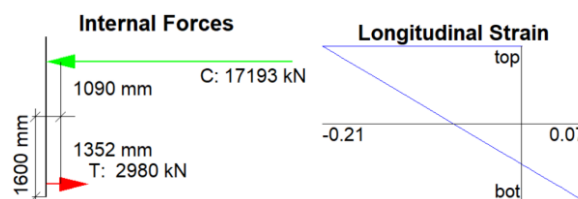
$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = 0.84 \text{ m} \quad \text{treghetsradius}$$

$$\lambda = 232 \quad \text{Slankhet, } > \lambda_{n,lim} = 12.5 \text{ (slankhetsgrense for endelig kryptall 1.5)}$$

$$N_B = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = 65\,140 \text{ kN} \quad \text{Knekklast } > N_{Ed\,sup} = 17\,223 \text{ kN} \quad \mathbf{OK}$$

Rissvidder:

For rissviddeberegning brukes laster fra bruksgrensetilstand (EC0 - Tabell NA.A2.6), som gir $N_{Ed} = 14227 \text{ kN}$ og $M_{z,Ed} = 22787 \text{ kNm}$. Korresponderende indre krefter og tøyingsfordeling er vist i figur under, og gir armeringsspenning $\sigma_s = \frac{2980 \text{ kN}}{64\phi 25} = 95 \text{ MPa}$. Vi bemerker at spenningen er tilstrekkelig lav til at rissvidden faller innenfor kravet på $w_{max} = 0.6 \text{ mm}$ (N400-7.7.1) uten direkte beregning (EC2-7.3.3).



> Figur 8-6: Response 2000: Indre krefter og tøyninger for bruksgrensetilstand.

Delkonklusjon:

- > Tårn kan støpes helt opp uten midtrigel. Da vil moment om svak akse være høyt mobilisert,
- > Overslaget er konservativt, da det ikke tar høyde for tverrsnittøkningen mot fundament. Det er også konservativt ved at beregningsmodellen plasserer mer masse høyere, med større eksentrisitet.
- > Solid forankring av vertikal armering i bunn av tårnben med kontinuitet til fundament er viktig for byggefasen.
- > Det er ikke fare for knekking av enkeltstående tårnben.
- > Det er ikke fare for uakseptable rissvidder.
- > Hellende tårn gir relativt store momenter fra egenvekt. Sammen med tidlig belastning bør krypdeformasjoner undersøkes.

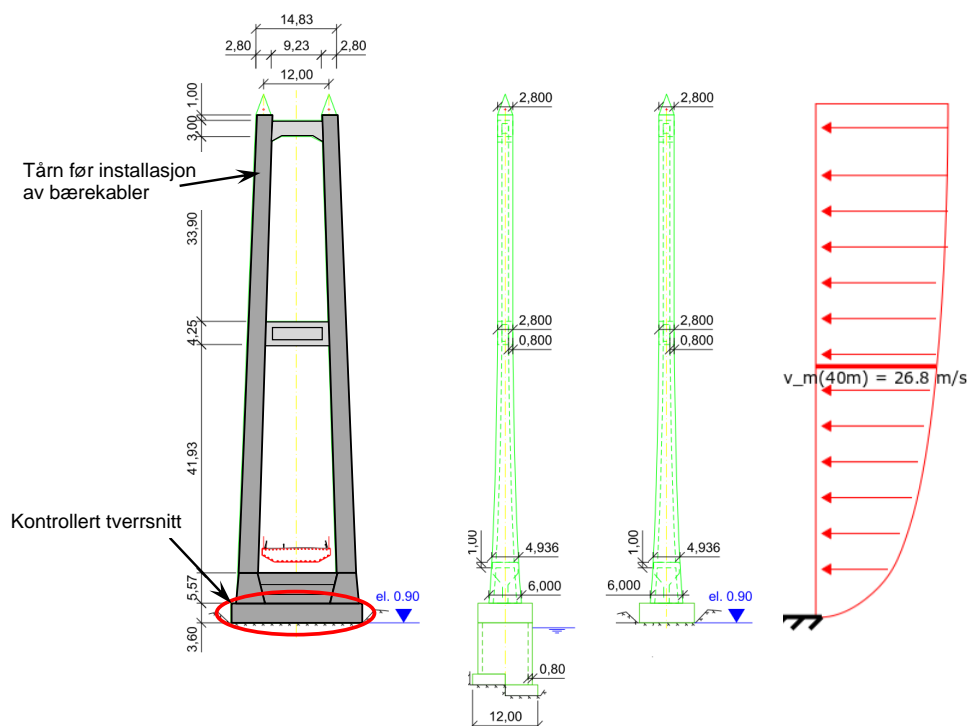
8.3 Modell 2: Tårn ferdigstøpt, bærekabler ikke montert

Beskrivelse av byggetilstand og kritisk tverrsnitt

Før kabler installeres og ytterlig vekt påføres på innspenningsnittet er tårnfundamenter mer utsatt for krefter i bruas lengderetning. Relevant her er om vindlast kan gi behov for ekstra forankring. Her medregnes egenvekt, som virker gunstig, og vind i bruas lengderetning. Vekt og dragflate av to rigler er også tatt med i beregningen.

Statisk modell og laster

Tårnet modelleres som enkel utkraget bjelke. I tillegg til egenvekt påføres 10-års vind ($v_m = 24.6$ m/s i 40 meters høyde) med igjen gust faktor på 2.17, beregnet som i Kap. 8.2. Eksentrisitet iht. EC2 5.8.8.2 er også inkludert. Evaluert snitt er vist i Figur 8-7.

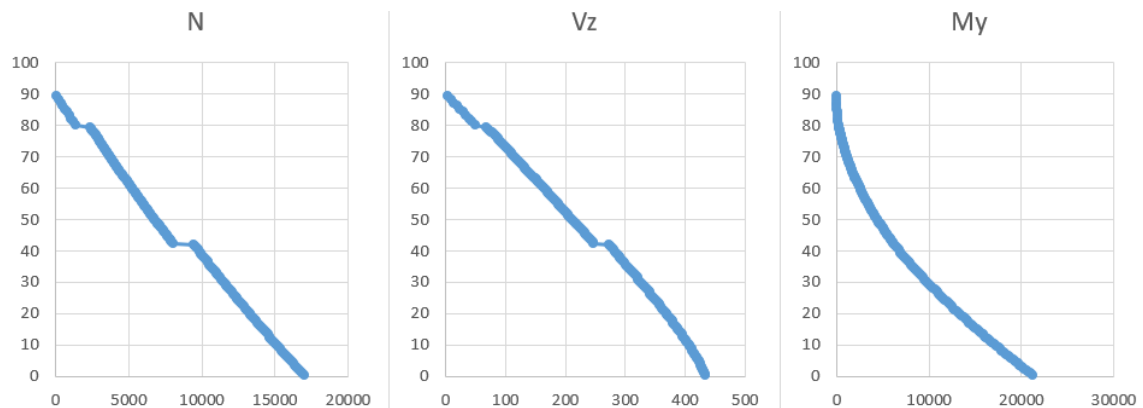


- > Figur 8-7: Byggetilstand med tårn før installasjon av bærekabler

Her er egenvekt gunstig og $G_{kj,inf}$ benyttes. Da sammenfaller EC0-6.10a og 6.10b for byggefase og dimensjonerende lasttilfelle er gitt:

$$1.0 \cdot G + 1.6 \cdot 1.0 \cdot F_{wk}$$

Dimensjonerende 1. og 2. ordens snittkrefter:



Følgende dimensjonerende snittkrefter virker i bunn av tårn:

$$\begin{aligned} N_{Ed,inf} &= 17043 \text{ kN} \\ V_{z,Ed} &= 434 \text{ kN} \\ M_{y1,Ed} &= 21285 \text{ kNm} \\ M_{z,2} &\approx 1800 \text{ kNm} \\ M_{z,Ed} &= 23085 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Ved tårnfot er bredden og høyden av tverrsnittet økt til hhv. 5.5 og 6.0 m. Det antas samme armering for øvrig, dvs. 4x20Ø32 i hver flens. For betongdelen er arealet $A_c = 13.65 \text{ m}^2$ og annet arealmoment $I_{zz} = 66.3 \text{ m}^4$.

Normalkraften gir betongspenning $N_{Ed,inf}/A_c = 1.24 \text{ MPa}$. Høyeste moment som kan tas uten at oppløft oppstår blir følgelig $\frac{1.4 \text{ MPa} \cdot I_{zz}}{y_{max}} = 27593 \text{ kNm} > M_{z,Ed}$.

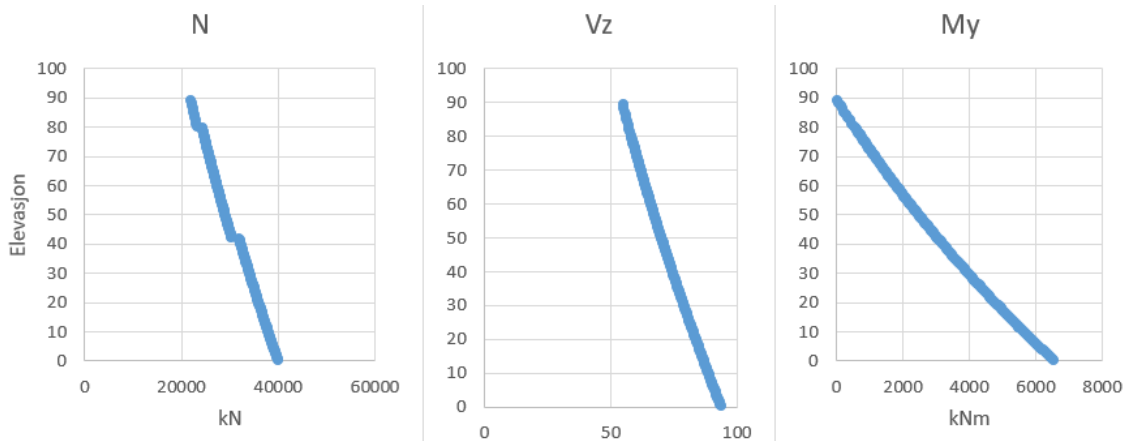
Delkonklusjon:

- > For bøyning ut av planet av frittstående tårn vil ikke tårnfundamentet løfte seg.
- > Spesielle tiltak for forankring er derfor ikke nødvendig.

8.4 Modell 3a: Utnyttelse og stabilitet av tårn i bruksfase

Beskrivelse av modell og utført kontroll

Det undersøkes om tårn i ferdig tilstand har tilstrekkelig kapasitet under full belastning. Her sjekkes snittkrefter og knekking om begge akser. Relevante laster er egenvekt og trafikklast. Vindlast gir positivt løft og er derfor ikke tatt med. virker i dette tilfellet gunstig. Samtidig antas det at deformasjoner fra vind ikke har betydning. I ULS vil sistnevnte kunne forskyve tårn i tverretning i størrelsesorden 100 mm.

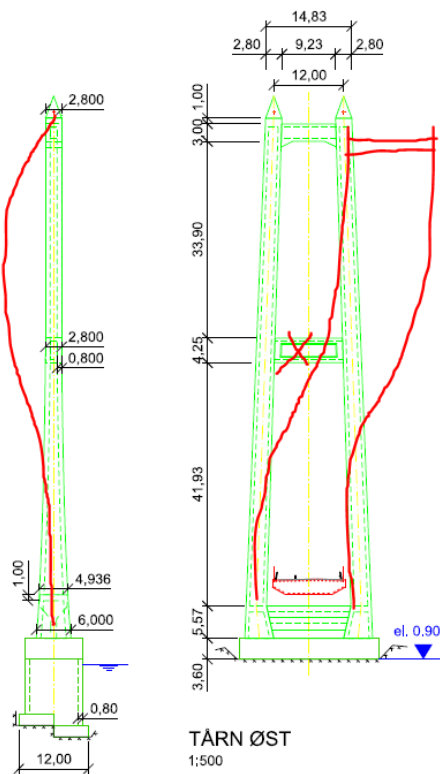


> Figur 8-9: Dimensjonerende lastvirkninger per tårnhavldel etter EC-0 Likn. 6.10b.

Kapasitetsberegning:

Største normalkraft gir trykkspenning på ca. 4.8 MPa ved bunn tårn, hvilket gir lav utnyttelse.

Knekkmoder som skissert i Figur 8-10 er vurdert.



> Figur 8-10: Vurderte knekkformer

Innspenningsgrad i toppen av tårnben for knekking om svak akse regnes ut som stivhetsforhold mellom tårnben og rigel:

$$k = \frac{\left(\frac{EI}{L}\right)_{tower}}{\left(\frac{EI}{L}\right)_{rigel}} = \frac{17.1 * 10.4}{17.0 * 89.65} = 0.12$$

Ved fot brukes $k = 0.1$ som tilsvarer øvre skrankeverdi for rotasjonsfastholdning.

	Knekking om sterk akse	Knekking om svak akse
N_{Ed} (kN)	40300	40300
\overline{EI} (Nm ²)	411e9	264e9
l_0 (m) EC-2 5.8.3.1(3)	$0.77 * 89.65 = 69$ m	$1.24 * 89.65 = 111$ m
$N_b = \pi^2 EI / l_0^2$ (kN)	Stor!	211 474

Delkonklusjon:

- Tårn er lavt utnyttet i bruksfasen, både for 1.- og 2. ordens effekter.

8.5 Modell 3b – «Overturning» fra vind i bruksfase

Beskrivelse av modell og kritisk tverrsnitt

Det undersøkes om horisontale krefter fra vind kan gi forankringsbehov i tårnfundamenter. Relevante laster er 50-års vind ($v_m = 29.8$ m/s) i referanse høyde av brukassa og egenvekt. Trafikklast er utelatt da disse virker stabiliserende.

Karakteristiske laster og lastkombinering

Lastene er delvis basert på ALVSAT-beregninger.

Aerodynamisk drag på brukasse	q_{hk}	0.86 kN/m
Aerodynamisk drag på kabler	q_{ck}	0.27 kN/m
Maks. horisontalforskyvning av brubjelke	u_{max}	0.80 m
Andel drag til sadler (ALVSAT)		72 %
Dynamisk gust faktor (ALVSAT)		2.17
Horisontalkraft til sadel (per tårn)	Q_{hk}	629 kN
Aerodynamisk løft brukasse	q_{vk}	-2.20 kN/m
Vertikalkraft til sadel (per tårn)	Q_{vk}	-1704 kN
Egenvekt brukasse og kabler	g_{vk}	86.05 kN/m
Vertikalkraft til sadel fra egenvekt (per tårn)	G_{vk}	30719 kN

Horisontalkraft til sadel er tatt som totalsummen av dragkraft subtrahert for kraft som tas av utbøyning av brubjelke:

$$q_{tårn,k} = q_{hk} + q_{ck} - \frac{384 EI u_{max}}{5 L^4} = 1.13 - 0.32 \text{ kN/m} = 0.813 \text{ kN/m}$$

Vind- og egenlast er på tårn er regnet ut som tidligere og inkluderer også eksentrisitet.

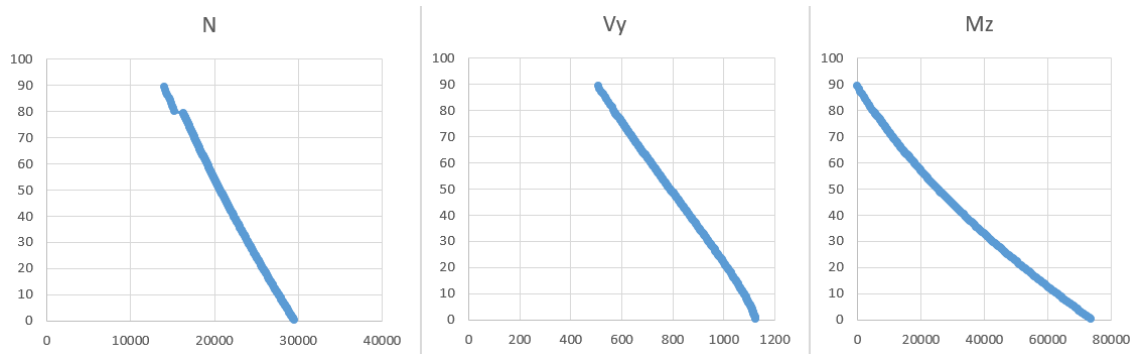
Siden egenvekt er gunstig nyttes EC-0 6.10b:

$$1.0 \cdot G_k + 1.6 \cdot F_{wk}$$

hvor G_k er summen av egenvekter og F_{wk} er summen av Q_{vk} og vindlast på tårn.

Dimensjonerende lastvirkning:

Snittkraftdiagrammer under viser en *tårnhalvdel*, for hele tårnet dobles verdiene.



Følgende dimensjonerende snittkrefter virker i bunn av tårn. Merk at kreftene gjelder hele tårnet.

$$N_{Ed \text{ inf}} = 2 * 29590 \text{ kN}$$

$$V_{y,Ed} = 2 * 1125 \text{ kN}$$

$$M_{z,Ed} = 2 * 73941 \text{ kNm}$$

Betrakter vi tårn som en stiv ramme med bredde 15 m ved bunn, svarer dimensjonerende moment til et kraftpar på 9858 kN, som er langt unna å avlaste trykk fra egenvekt.

Delkonklusjon:

- Tårnben vil alltid stå i trykk, aldri mindre enn 2.5 MPa (trykk positiv).
- Horisontale krefter fra aerodynamisk drag på brukasse og tårn kan ikke avlaste egenvekten.
- Spesielle tiltak for forankring er derfor ikke nødvendig.

8.6 Konklusjon

Utforming av tårn er i stor grad basert på likende bruer og «vanlig praksis» for hengebruer med tårn av betong støpt med klatreforskaling. Enkle beregninger antyder at utformingen tilfredsstillende Eurokoder. Videre bemerker vi oss følgende:

- Tårn kan bygges uten midtrigel. Dette vil forenkle støpeprosessen noe og redusere material og kost.
- Dimensjonerende tilstand for tårn er da bøyning om svak akse under oppstøp, inntil topprigel aktiveres.
- Alternativt kan midtrigel i kombinasjon med slankere tverrsnitt vurderes.
- I ferdigtilstand opplever tårn lav utnyttelse.

9 KONTROLL AV AERODYNAMISK STABILITET

9.1 Innledning

Bruer i Vindlastklasse III skal etter N400 kontrolleres for dynamiske lastvirkninger og instabilitetsfenomener. Utkast til avstivningsbæreren for Todalsfjordbrua er basert på et anerkjent aerodynamisk design som likner bl.a. Hardangerbrua, og forventes å ha god dynamisk ytelse. For å påvise stabilitet er en koblet flutteranalyse utført i det følgende vedlegget.

9.2 Dynamisk stabilitet og modalanalyse

Dynamisk likevekt av en brukonstruksjon under påvirkning av vind kan uttrykkes

$$\tilde{\mathbf{M}}_0 \ddot{\boldsymbol{\eta}}(\omega) + \left(\tilde{\mathbf{C}}_0 - \tilde{\mathbf{C}}_{ae}(U, \omega) \right) \dot{\boldsymbol{\eta}}(\omega) + \left(\tilde{\mathbf{K}}_0 - \tilde{\mathbf{K}}_{ae}(U, \omega) \right) \boldsymbol{\eta}(\omega) = \mathbf{0}.$$

Her er \mathbf{M}_0 , \mathbf{C}_0 og \mathbf{K}_0 modal masse, damping og stivhetsmatriser for stille-vind og $\boldsymbol{\eta}(\omega)$ er generaliserte koordinater, som representerer deltakelsen fra hver enkelt mode. Videre er \mathbf{C}_{ae} og \mathbf{K}_{ae} aerodynamisk damping og stivhet, som tar hensyn til de bevegelsesinduserte kreftene ifølge vind. De modale verdiene er gitt på formen

$$\tilde{\mathbf{C}}_{ae} = \int_L \boldsymbol{\Phi}^T \mathbf{C}_{ae} \boldsymbol{\Phi} dx.$$

hvor $\Phi(x)$ representerer modeformene. Innermatrisene for aerodynamisk damping og stivhet representerer transformasjon fra vibrasjoner til laster og er gitt av de såkalte *aerodynamiske deriverte* som:

$$\mathbf{C}_{ae} = \frac{\rho B^2}{2} \omega \begin{bmatrix} P_1^* & P_5^* & BP_2^* \\ H_5^* & H_1^* & BH_2^* \\ BA_5^* & BA_1^* & B^2 A_2^* \end{bmatrix}$$

$$\mathbf{K}_{ae} = \frac{\rho B^2}{2} \omega^2 \begin{bmatrix} P_4^* & P_6^* & BP_3^* \\ H_6^* & H_4^* & BH_3^* \\ BA_6^* & BA_4^* & B^2 A_3^* \end{bmatrix}$$

Disse er bruspesifikke, frekvens-avhengige funksjoner. Med introduksjon av disse funksjoner er symmetrien i likevektslikningen ødelagt, og derfor er systemet ikke strengt stabil. Stabiliteten kan påvises ved analyse av egenverdi-problemet:

$$\left[\lambda_n^2 \tilde{\mathbf{M}}_0 + \lambda_n \left(\tilde{\mathbf{C}}_0 - \tilde{\mathbf{C}}_{ae}(U, \omega) \right) + \left(\tilde{\mathbf{K}}_0 - \tilde{\mathbf{K}}_{ae}(U, \omega) \right) \right] \mathbf{Z}_n = 0.$$

For et oscillerende system opptrer egenverdiene λ_n som komplekse konjuganter hvor reell part betegner dempingsraten og imaginær del betegner oscillasjonsfrekvensen til den respektive moden. Flere instabiliteter kan inntre:

- 1- Statisk divergens: $K_{ae}(i, i) > K_0(i, i)$. Degenerering av torsjonsstivhet.
- 2- «1DOF» Flutter: $C_{ae}(i, i) > C_{ae}(i, i)$. Forutsetter positiv A_2^2 .
- 3- Koblet flutter: Ikke-diagonale ledd fører til interaksjon mellom moder.

For «vanlige», moderne bruer er koblet flutter den mest relevante.

For å finne kritisk vindhastighet, dvs. den minste vindhastigheten som skal til for at en av instabilitetsfenomenene skal inntreffe, løses egenverdiproblemet iterativt med økende vindhastighet.

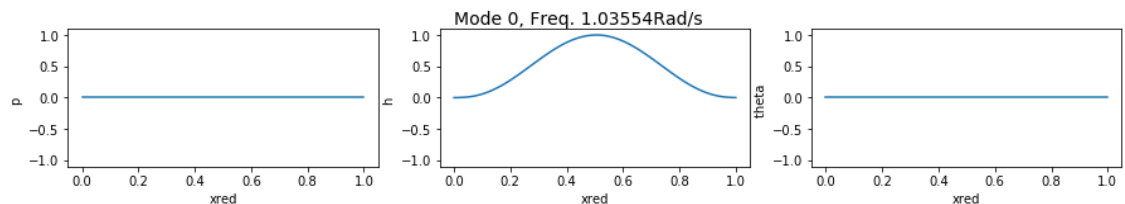
9.3 Beregningsgrunnlag

> Tabell 9-1: Hovedparametere brukt som input for modalanalysen

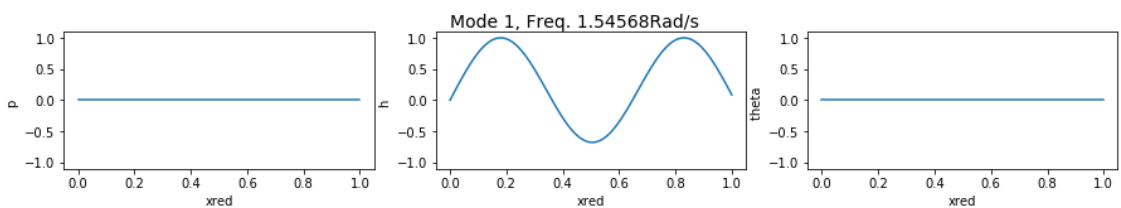
Parameter	Verdi	Enhet
Hovedspenn, L	714	m
Pilhøyde, F	54	m
Masse av brukasse, c	5986	kg/m
Masse av kabel (en kabel), mc	557	kg/m
Kabelkraft en kabel, H	36.2E6	N
Vertikal stivhet brukasse, EI	90.3E9	Nm ²
Torsjonsstivhet brukasse, GI _T	79.2E9	Nm ²
Bredde av brukasse, B	13.2	M
Avstand mellom kabler	12	M
Tregghetsmoment, m _t	119.6E3	kgm ² /m

9.4 Analyse

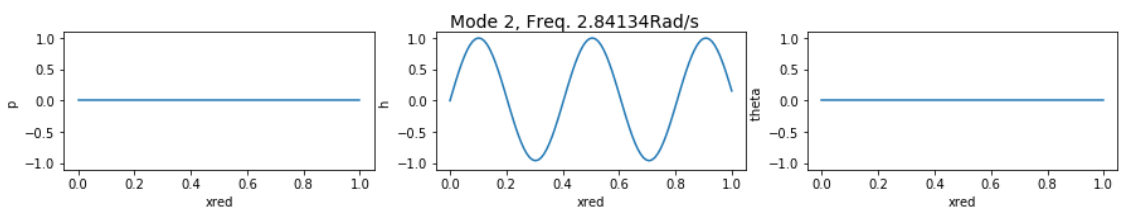
Verdiene i Kap 9.3 er analysert i en frekvensanalyse med ALVSAT. De første stille-vind vertikal- og torsjonsmodene er vist i figurer under.



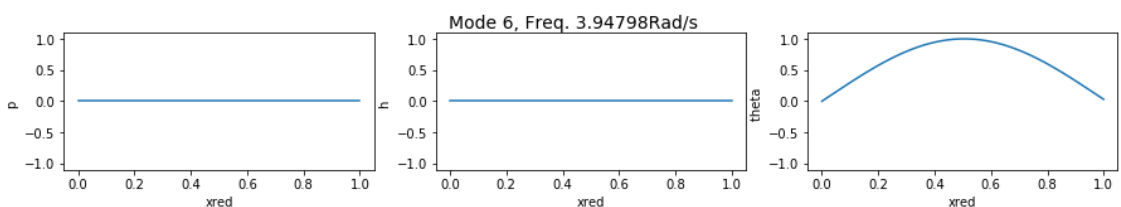
> Figur 9-1: V1



> Figur 9-2: V2



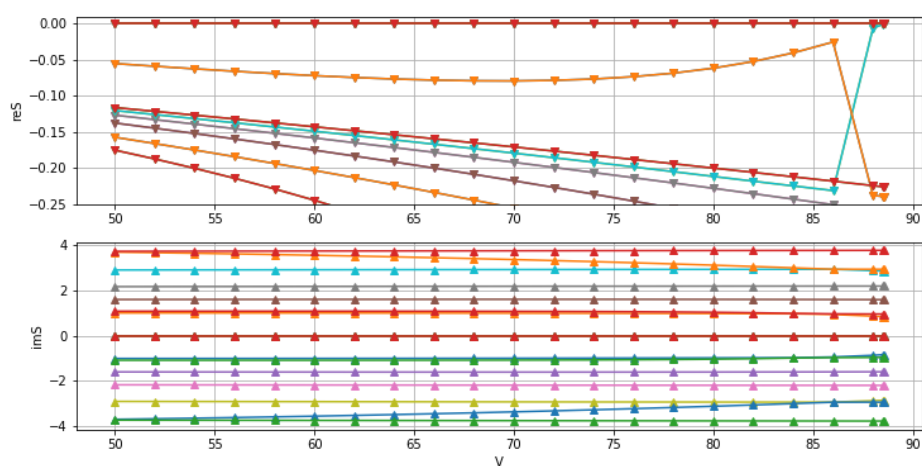
> Figur 9-3: V3



> Figur 9-4: T1

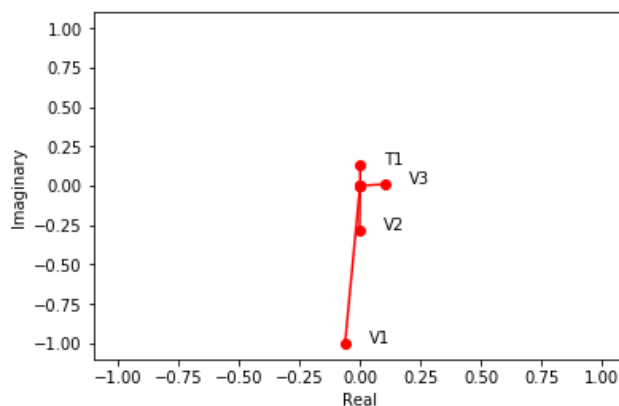
For respons i vind løses så det komplekse egenverdi-problemet iterativt med «stille vind»-verdier som input. De tre første symmetriske og asymmetriske modene i heave og torsjon er inkludert.

Resultatene gir kritisk vindhastighet $U_{crit} = 89$ m/s. Evolusjon av egenverdiene er vist i Figur 9-5.



> Figur 9-5: Egenverdier for økende vindhastighet.

Korresponderende kritisk frekvens er 2.85 rad/s. Responsen i denne grensetilstanden er dominert av kobling mellom modene V1, V2, V3 og T1, hovedsakelig V1 og T1. Se Arganddiagram i Figur 9-6.



> *Figur 9-6: Arganddiagram for bidrag av svingningsmoder i fluttergrense.*

9.5 Konklusjon

De foreløpige beregningene gir en kritisk vindhastighet på $U_{crit} = 89$ m/s ved å anta de samme aerodynamiske parametere for avstivningsbæreren som for Hardangerbrua. Dette er godt innenfor kravet som stilles i N400 - Likn. 5.18 og viser at foreslått utforming av Todalsfjordbrua ikke vil være utsatt for instabilitetsfenomener fra vind.

Dette er ikke helt uventet, da det aerodynamiske designet er basert på høyt optimaliserte tverrsnitt som er stabile for langt større spennvidder og lavere frekvensforhold.

10 KOSTNADSOVERSLAG

10.1 Innledning

Skisseforprosjektet for Todalsfjordbrua har som formål å komme opp med et kostnadsoverslag med nøyaktighet på 25%. Estimater bygger i størst mulig grad på kjente enhetspriser og gode beregninger av mengder. Enkelte, vesentlige enhetspriser er basert på en evaluering av tidligere konstruksjoner.

10.2 Evaluering av kostnader for Dalsfjordbrua

Svv Region midt har kontraktssum for Dalsfjordbrua som ble bygd i 2011, og disse ble evaluert for å øke nøyaktigheten på kostnadsoverslaget. For å kunne beregne enhetspriser for Dalsfjordbrua, har mengder blitt summert, til tross for at det er til dels uklart hvilke poster er del av kontrakten. Dessuten er det vanskelig å gjette intern fordeling på poster. Det er heller ikke kjent om kontraktssummen har blitt økt under bygningen.

> *Tabell 10-1: Evaluering av kontraktssum for leveranse av kabler*

Element	Ø [mm]	A [mm ²]	spes. masse [kg/m]	Lengde [m]	Masse [tonn]
Bærekabler	124	10718	89.2	8893	793
Hengestenger	56	2136	17.8	1631	29
				<u>Sum</u>	<u>822 to</u>

Kontraktssum 2011: 55 mill. kr

Enhetspris 2011: 55 mill. kr / 822 to = 67 302 kr.

Enhetspris 2019: $1.263 \cdot 67\,302 \approx$ **85 000 kr./kg**

> *Tabell 10-2: Evaluering av kontraktssum for leveranse av konstruksjonsstål (stålkasse inkl. lager og vindskovler, sadler, plater i forankringsklosser, ..)*

Arbeid	Mengde	Enhet	Enhetspris 2019	Enhetspris 2011	Pris 2011 [mill.kr.]
Kabelmontasje inkl. catwalk	1	RS			15
Levering, bearbeiding, overflatebehandling, transport og montasje	2 500	tonn	74 000	58 592	146
				<u>Sum</u>	<u>161</u>

> Tabell 10-3: Evaluering av kontraktssum for betongarbeider

Arbeid	Mengde	Enhet	Enhetspris 2019	Enhetspris 2011	Pris 2011 [mill. kr.]
Betong inkl. forskaling og armering	8 575	m ³	15 000	11 877	102
				<u>Sum</u>	<u>102</u>

10.3 Forenklet kostnadsoverslag basert på kontraktssummer for Dalsfjordbrua

Entreprise	Mengde	Enhet	Enhetspris	Pris [mill.kr.]
Kabler	2 058	tonn	85 000	175
Kabelmontasje	1	RS		20
Stålarbeider (Levering, bearbeiding, overflatebeh., transport og montasje)	3 800	tonn	74 000	280
Betongarbeider	8000	tonn	15 000	120
Belegning	10 000	m ²	1 500	15
Rekkverk	1 650	m	6 500	11
Øvrige arbeider (Sprengningsarbeider, anleggsveier, fundamentering, ??)				40
			Sum	660

10.4 Poster ikke inkludert i kostnadsoverslaget

Kostnadsoverslaget forutsetter til en viss grad at entreprenører har gode forutsetninger for anleggsdrift, dvs. at SvV tilrettelegger for anleggsveger og riggområder. Dette vil være forholdsmessig uproblematisk for østsiden av Todalsfjorden, men for vestsiden er forholdene vanskelig. Dagens tilgang til Rakaneset går via en liten veg i til dels veldig bratt og potensielt ustabil terreng slik at tilgang med store fartøy er umulig. Samtidig krever bygging av tårnfundament, tårn og påslag til tunnel / tunnelportal transport av store maskiner og materialer. Derfor vil det være nødvendig å etablere enten midlere kaikapasitet eller å bygge ut eksisterende veg til Rakaneset. Dessuten kan det være aktuelt å skaffe riggareal ved hjelp av fyllinger i sjøen som må fjernes i etterkant. Store kostnader knyttet til disse arbeider er ikke dekket av kostnadsoverslaget i tilstrekkelig grad.

10.5 Kostnadsoverslag basert på enhetspriser

Todalsfjordbrua - skisseforprosjekt for hengebru

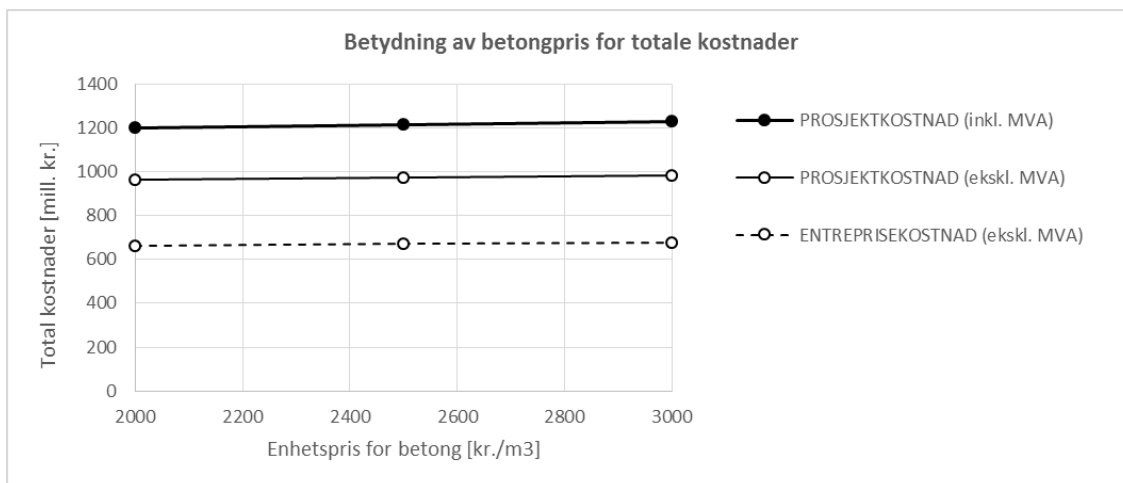
Kostnadsestimat (usikkerhet +/- 25%)

Prosess	Beskrivelse	Enhet	Mengde	Enhetspris [NOK/enhet]	Pris [mill. NOK]	Sum [mill. NOK]
C	Tårn Akse 1 side Rakaneset					
	Fundament					
81,1	Gravearbeider over vann, inkl. transport	m3	1000			
83,2	Stålpeler og utstøpte stålrørspeler, Ø900	m3	1092			
83,6	Spunt- og avstivningssystemer	m2	1092			
81,3	Gravearbeider under vann, inkl. transport	m3	5000			
82,1	Fjellsprengningsarbeider over vann	m3	900			
84,2	Forskaling fundamenter	m2	1000			
84,3	Armering	tonn	300			
84,4	Betong	m3	2000			
84,5	Behandling av fersk og herdnende betong	m2	1552			
	Tårn					
84,2	Forskaling tårn og rigler	m2	2500			
84,3	Armering	tonn	400			
84,4	Betong i tårn og rigler	m3	1600			
84,5	Behandling av fersk og herdnende betong	m2	2500			
	Div. uspesifisert tårn og fundamenter	%	5 %			
C	Tårn Akse 2 side Svinneset					
	Fundament					
82,1	Sprengningsarbeider over vann	m3	550			
84,2	Forskaling fundamenter	m2	250			
84,3	Armering	tonn	150			
84,4	Betong	m3	1000			
84,5	Behandling av fersk og herdnende betong	m2	490			
	Tårn					
84,2	Forskaling tårn og rigler	m2	2500			
84,3	Armering	tonn	400			
84,4	Betong i tårn og rigler	m3	1600			
84,5	Behandling av fersk og herdnende betong	m2	2500			
	Div. uspesifisert tårn og fundamenter	%	5 %			
C	Landkar (begge sider)	RS	2			
C	Forankring i berg (begge sider)	RS	1			
D	Bruoverbygning					
	Avstivningsbærer i hovedspenn					
85,1	Levering av stålmateriale, stålkasse	tonn	3800			
85,2	Bearbeiding og sammenføring av ståldeler	tonn	3800			
85,3	Overflatebehandling av stålkonstruksjoner	m2	13500			
85,4	Transport og montasje av stålkonstruksjoner	tonn	3800			
	Sidespenn i betong	RS	1			
	Bæresystem for hovedspenn					
85,6	Levering av brukabler, bærekabler	tonn	2000			
85,6	Levering av brukabler, hengestenger	tonn	60			
85,7	Transport og montering av brukabler	tonn	2060			
	Div. uspesifisert bruoverbygning	%	5 %			

G Utstyr			
87,14	Full fuktisolering A3-4	m2	10000
87,15	Asfalt slitelag, 50 mm	tonn	1000
87,15	Asfalt slitelag, 80 mm	tonn	150
87,22	H2 rekkverk i stål	m	1650
87,3	Brulagre	stk.	8
87,4	Fuger	stk.	25
87,62	Belysning	stk.	18
87,69	Seilingslys og oppmerking sjøtrafikk	RS	1
87,85	Trapper, ledere, heis	RS	1
88,652	Avfuktningssystem	RS	1
	Div. uspesifisert utstyr	%	10 %
Sum bygningsdeler			
+ Påslag for usikkerhet		%	15 %
ENTREPRISEKOSTNAD (ekskl. MVA)			664
Tillegg for arbeider utført i egen regi av offentlige etater og konsulent (teknisk + prosjektering)	%	10 %	
Tillegg for uforutsette kostnader + (vindmåling, osv. + Rigg og drift	%	10 %	
	%	25 %	
PROSJEKTKOSTNAD (ekskl. MVA)			963
+ MVA	%	25 %	241
PROSJEKTKOSTNAD (inkl. MVA)			1204
Kostnad per løpemeter bru	m	810	1 486 398,- NOK/m
Kostnad per m ² bru	m ²	8505	141 562,- NOK/m ²

10.6 Betydning av enhetspris for betong

Todalsfjorden er avsidessliggende slik at transportkostnader kan føre til betydelig økte priser, spesielt for betong. For å sjekke i hvilken grad enhetsprisen for betong påvirker totale kostnader, har disse blitt beregnet for 2000 til 3000 kr./m³ betong. Prosjektkostnader inkl. MVA øker med ca. 2.4% når prisen for betong økes fra 2000 til 3000 kr./m³.



> Figur 10-1: Totale kostnader i funksjon av enhetspris for betong

11 VURDERING AV BYGGETID

En detaljert utkast for en fremdriftsplan er ikke del av skisseforprosjektet for Todalsfjordbrua, men Svv har gjort et grovt estimat av byggetid.

Basert på erfaringer fra bygging av Dalsfjordbrua som hadde liknende forhold og omtrentlig samme størrelse er forventet byggetid 2.5 år etter at bergarbeidene er ferdig. Det er viktig å fremheve at avstivningsbæreren for Dalsfjordbrua ble installert ved hjelp av sjøkran som tok bare en uke for å løfte på plass alle segmenter. Ved Hardangerbrua ble segmentene løftet opp med et heisesystem slik at installasjon to mye lenger tid. Men uansett vil sveising av elementene være mest tidkrevende.

Bygging av tårnfundament og tårn på vestsiden (Rakaneset) forutsetter tilkomst med store maskiner. Det er ikke sikkert at eksisterende veg til Rakaneset kan oppgraderes slik at det vil være aktuelt å installere et kaianlegg ved Rakaneset. Kaikapasitet og et stort riggområde vil også være fordelaktig for bygging av tunnelen (påhugg og portalbygging).

Ved Rakaneset må tunnelen være bygd minst ca. 90 m for å kunne begynne sprenging av forankringskamre som tverslag til vegtunnelen. For å unngå konflikter (begrenset riggplass, tilgang til forankringskamre) vil det være fordelaktig hvis tunnelen bygges i sin helhet før brua.

Inkludert bygging av forankringskamre er 3 års byggetid mulig, og 4 år er ganske sikkert tilstrekkelig. I tillegg kommer ca. ett år med prosjektering i forkant.

12 REFERANSER

- [1] dsb, «Veiliedning til forskrift om elektriske forsyningsanlegg,» [Internett]. Available: <https://www.dsb.no/lover/elektriske-anlegg-og-elektrisk-utstyr/veiledning-til-forskrift/veiledning-til-forskrift-om-elektriske-forsyningsanlegg/#hoyspenningsluftlinjer>. [Funnet 28 08 2019].
- [2] Håndbok N400, Bruprosjektering, Statens vegvesen, 2015.
- [3] Håndbok N100, Veg- og gateutforming, Statens vegvesen, 2019.
- [4] Håndbok R762, Prosesskode 2 - Standard beskrivelse for bruer og kaier - Hovedprosess 8, Staten vegvesen, 2012.
- [5] NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, Standard Norge, 2010.
- [6] NS-EN 206-1:2000+NA:2007, Betong, Del 1: Spesifikasjoner, egenskaper, fremstilling og samsvar, Standard Norge, 2007.
- [7] NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger, Standard Norge, 2008.
- [8] NS-EN 10025-2:2005, Del 2: Tekniske leveransebetingelser for ulegerte konstruksjonsstål, Standard Norge, 2005.
- [9] NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+NA:2009, Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning - Del 2: Bruer, Standard Norge, 2009.
- [10] NS-EN 1991-2:2003+NA:2010, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer, Standard Norge, 2010.
- [11] NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelast i bygninger, Standard Norge, 2008.
- [12] NS-EN 1991-1-5:2003+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-5: Allmenne laster - Termiske påvirkninger, Standard Norge, 2008.
- [13] NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-4: Allmenne laster - Vindlaster, Standard Norge, 2008.
- [14] N.-E. 1991-1-3:2003+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-3: Allmenne laster - Snølaster, Standard Norge, 2008.
- [15] SOFiSTiK AG, CSM Manual, Version 2016-3, Oberschleissheim: SOFiSTiK AG, 2015.
- [16] Håndbok N100, Veg- og gateutforming, Statens vegvesen, 2014.
- [17] NS-EN 1991-1-7:2006+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Ulykkeslaster, Standard Norge, 2008.
- [18] Dr.techn. Olav Olsen AS, «ShellDesign User Manual Version 2.1,» 2015.

