



Ekstern faggruppe

**Bidrag til sikkerhetsundersøkelse av
brukollaps på Tretten 15. august 2022**

Forfatter(e):

Kjell Arne Malo, Trond Even Eggen, Svein Erik Jakobsen,
Magne Bjertnæs, Ole Øystein Knudsen, Grete Aastorp

Rapportnummer:

Inngår i delrapport 1 Statens havarikommisjon

Oppdragsgiver:

Statens havarikommisjon

Historikk

VERSJON	DATO	VERSJONSBEKRIVELSE
1.0	2023-06-14	Oversendt Statens Havarikommisjon for kommentarer
2.0	2023-08-03	Endelig rapport etter ekstern høring

Innholdsfortegnelse

1	Innledning.....	6
1.1	Hendelse	6
1.2	Ekstern faggruppe	7
1.3	Mål for arbeidet	7
2	Faktaunderlag	8
2.1	Planlegging, prosjektering og bygging	8
2.2	Fakta om selve brukonstruksjonen	8
2.3	Regelverk, standarder	10
2.4	Inspeksjoner	11
2.5	Tidslinje	12
3	Mulig bruddårsak og vurderinger	15
3.1	Forhold knyttet til prosjektering av brua	15
3.1.1	Beskrivelse	15
3.1.2	Analyse/undersøkelser	15
3.1.3	Usikkerhet.....	18
3.1.4	Konklusjon	18
3.2	Kollaps som følge av blokkutrivning	18
3.2.1	Beskrivelse	18
3.2.2	Strukturelle analyser og kapasitetsberegninger	19
3.2.3	Vitneobservasjoner.....	20
3.2.4	Funn og beregninger vedrørende initielt bruddsted.....	20
3.2.5	Usikkerhet.....	23
3.2.6	Konklusjon	23
3.3	Brudd i bolter	24
3.3.1	Beskrivelse	24
3.3.2	Analyse/undersøkelser	24
3.3.3	Usikkerhet.....	25
3.3.4	Konklusjon	25
3.4	Bruk av rusttregt stål.....	25
3.4.1	Beskrivelse	25
3.4.2	Analyse/undersøkelser	26
3.4.3	Usikkerhet.....	26
3.4.4	Konklusjon	26
3.5	For korte eller for få dybler.....	27
3.5.1	Beskrivelse	27
3.5.2	Analyse/undersøkelser	27
3.5.3	Usikkerhet.....	27

3.5.4	Konklusjon	27
3.6	Kombinasjonen av tre og stål.....	27
3.6.1	Beskrivelse	27
3.6.2	Analyse/undersøkelser	27
3.6.3	Usikkerhet.....	28
3.6.4	Konklusjon	28
3.7	Lut har spist opp limet i trekonstruksjonen.....	28
3.7.1	Beskrivelse	28
3.7.2	Analyse/undersøkelser	28
3.7.3	Usikkerhet.....	28
3.7.4	Konklusjon	28
3.8	Setninger	28
3.8.1	Beskrivelse	28
3.8.2	Analyse/undersøkelser	29
3.8.3	Usikkerhet.....	30
3.8.4	Konklusjon	30
4	Etterregning iht. NS-EN 1995, lastanalyse og dimensjonering.....	31
4.1	Forutsetninger.....	31
4.1.1	Laster	31
4.1.2	Lastkombinasjoner	32
4.2	Analysemodell.....	33
4.2.1	Geometri.....	33
4.2.2	Materialer	34
4.2.3	Opplagerbetingelser og frihetsgrader	34
4.2.4	Laster og lastkombinasjoner påført i modell.....	35
4.3	Resultater.....	39
4.4	Dimensjonerende kapasitet	42
5	Numerisk simulering av bruddutvikling	46
5.1	Bruddinitiering	46
5.2	Bruddforløp	47
5.3	Kommentar	49
6	Gjennomgang av konstruksjon og skader i lys av antatt bruddforløp.....	50
7	Eksperimentell undersøkelser av trematerialer fra Tretten bru	50
8	Mulige årsaker til brudd i diagonaler.....	51
9	Tekniske undersøkelser av situasjonen før kollaps.....	52
10	Hovedkonklusjoner	52
11	Referanser	54

BILAG/VEDLEGG

Vedlegg A: Observasjoner og bilder

Vedlegg B: Lastanalyse for utmattingsberegninger

Vedlegg C: Numeriske simuleringer av brukollaps

Vedlegg D: Gjennomgang av konstruksjon, skader og brudd sett i lys av antatt bruddforløp

Vedlegg E: Eksperimentelle undersøkelser av trematerialer fra Tretten bru

Vedlegg F: Mulige årsaker til brudd i diagonaler

Vedlegg G: Analyse av bolter fra Tretten Bru

Vedlegg H: Tekniske undersøkelser av situasjonen før kollaps

1.2 Ekstern faggruppe

Da Tretten bru kollapset ble det opprettet kontakt mellom veidirektør Ingrid Dahl Hovland i Statens Vegvesen og SINTEFs konsernsjef Alexandra Bech Gjørsv med tanke på raskt å få opp et team som kunne yte bistand til gransking av hendelsen, på vegne av Statens vegvesen og Innlandet fylkeskommune.

Grete Aastorp fra SINTEF Energi tok på seg rollen som leder for gruppa, og Statens vegvesen utnevnte deretter eksperter innen treteknikk og konstruksjon av bruer fra virksomheter som ikke hadde vært direkte involvert i planlegging, prosjektering, bygging eller drifting av Tretten bru. Det oppsto raskt behov for ekspertise på korrosjon og brudd i bolter, og politiet kontaktet SINTEF Industri direkte for disse analysene. Det ble vurdert som hensiktsmessig å supplere gruppa med en representant fra dette miljøet.

Statens havarikommisjon (SHK) var tidlig på stedet og deltok i innledende undersøkelser sammen med politiet, Statens vegvesen og Innlandet fylkeskommune. SHK besluttet å iverksette en sikkerhetsundersøkelse av kollapsen, og da Statens vegvesen er en part (byggherre og ansvarlig for drift av brua inntil 2020), var det naturlig at granskingsgruppa i stedet fikk rollen som en ekstern faggruppe underlagt Havarikommisjonen.

Deltakere i den eksterne faggruppen

Navn	Selskap/ Institutt	Funksjon
Grete Aastorp	SINTEF Energi AS	Leder av ekstern faggruppe
Kjell Arne Malo	NTNU	Medlem
Magne Bjertnæs	SWECO	Medlem
Trond Even Eggen	Aas-Jakobsen	Medlem
Svein Erik Jakobsen	Aas-Jakobsen	Medlem
Ole Øystein Knudsen	SINTEF Industri	Fagansvarlig for kapittel 3.3, 3.4 og vedlegg G

Ved spørsmål angående sikkerhetsundersøkelsen skal Statens havarikommisjon kontaktes. Kontaktperson er Ingvild K. Ytrehus, avdelingsdirektør.

1.3 Mål for arbeidet

Ekstern faggruppe har hatt følgende mål:

- Understøtte SHKs formål med sikkerhetsundersøkelsen som er å
 1. klarlegge hvordan og hvorfor brua kollapset
 2. identifisere sikkerhetsproblemer
 3. kartlegge bakenforliggende årsaksfaktorer til hendelsen
- Faggruppen har sitt hovedfokus på punkt 1 og 2 mens SHK i parallell jobber med punkt 3.
- Bidra til å prioritere og sikre tilstrekkelig bevismateriale og annet relevant faktagrunnlag som kan undersøkes med hensyn til å finne årsaker til kollapsen
- Gjennomføre ulike delundersøkelser for å avdekke mulige tekniske årsaker til kollapsen, herunder etablere og kvalitetssikre beregningsmodeller for brua som kan indikere overbelastning i deler av konstruksjonen.
- Tilby ytterligere bistand fra ulike fagmiljøer ved behov. De 6 deltakerne i kjernegruppa har alle betydelige kontaktnett som kan bistå.
- Samhandle med andre aktører som også har behov for etterforskning for å kartlegge hendelsesforløpet (Politiet, Statens vegvesen, Innlandet fylkeskommune). Dette ivaretas ved felles koordineringsmøter og informasjonsdeling etter avtale med SHK.

- Et hovedmål i en gransking er alltid å trekke ut læring. For denne granskingen er det mange fagmiljøer som har stor interesse av å få ta del i de erfaringer og funn som gjøres. Grappa har representasjon i følgende utvalg, og vil effektivt kunne dele erfaringer og evt. behov for endringer med disse:
 - o SN/K 77 Trekonstruksjoner
 - o SN/K 370 Eurokoder
 - o CEN/TC 250/SC 5 Eurocode 5: Design of Timber Structures
 - o CEN/TC 250/SC 5/WG 6 Timber Bridges
 - o CEN/TC 250/Horizontal Group Bridges
 - o CEN/TC 250/Ad hoc-group Fatigue
 - o International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE)

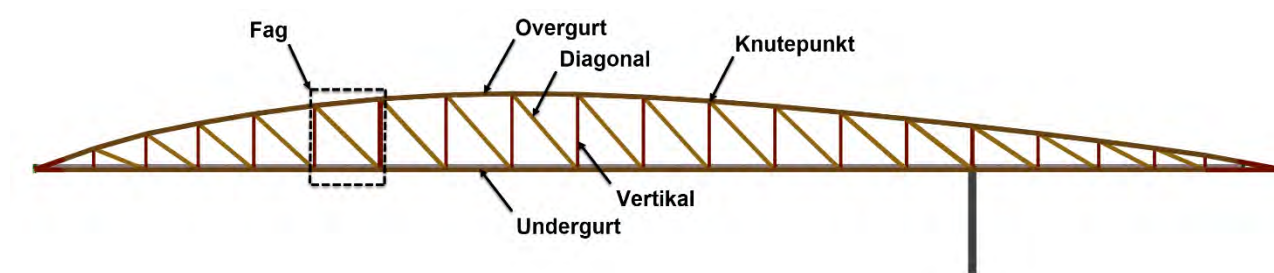
2 Faktaunderlag

2.1 Planlegging, prosjektering og bygging

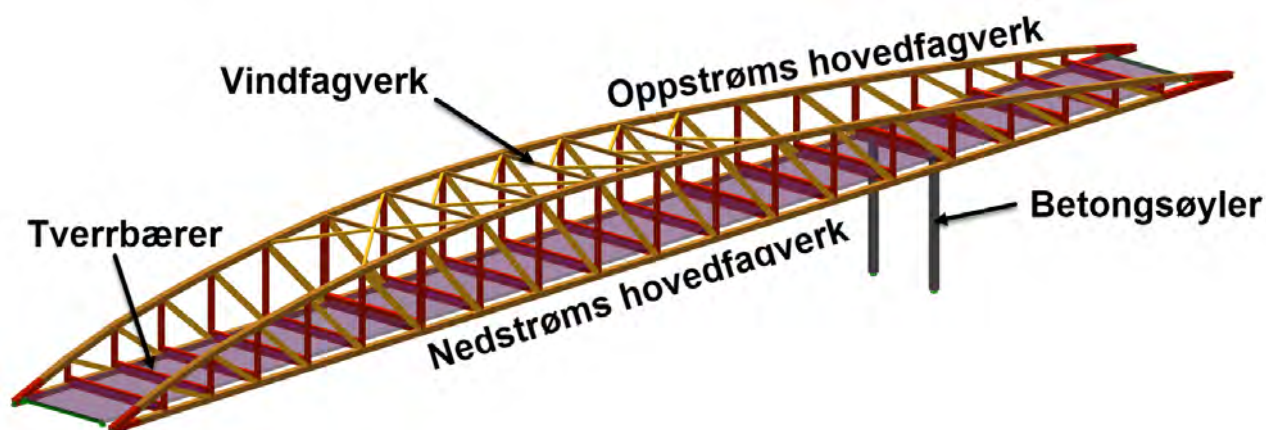
Ansvarlig entreprenør for oppføring av Tretten bru var Contexo AS med Moelven Limtre AS som leverandør av bruas overbygning. Brua er prosjektert av Norconsult AS i samarbeid med Plan Arkitekter AS.

2.2 Fakta om selve brukonstruksjonen

Tretten bru ble åpnet 15.juni 2012, og erstattet en fagverkbru i stål fra 1895. To av brukarene til den gamle brua ble benyttet til den nye brua, som var ei fagverksbru i stål og limtre. Brua var 148 meter lang og 10 meter bred, med to kjørefelt og gangbane på den ene siden. I veglistene er Tretten bru klassifisert som bruksklasse 10-60 veg, hvilket betyr at den er sertifisert for kjøretøy med 10 tonns aksestrykk og 60 tonns totalvekt.



Figur 2 Illustrasjon av hovedfagverk på Tretten bru



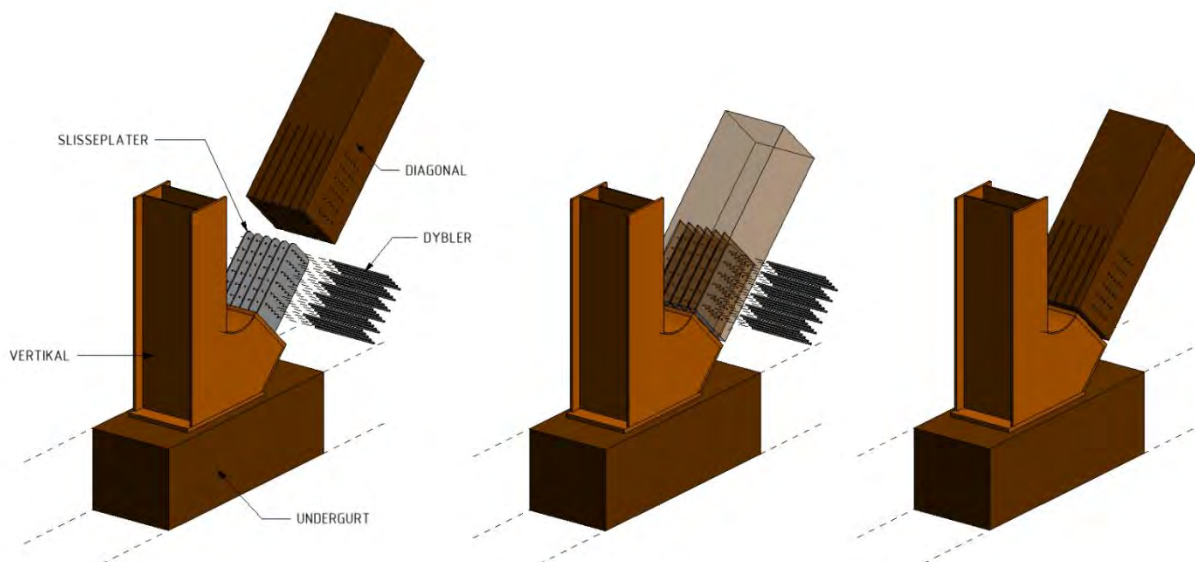
Figur 3 Illustrasjon av Tretten bru

Et fagverk består av overgurt, undegurt og staver. I hovedfagverkene for Tretten bru er halvparten av stavene skrå, og benevnes derfor *diagonaler*. Resten av stavene er loddrette og benevnes *vertikaler*. Se Figur 2.

Som vist i Figur 3 besto Tretten bru av to like og parallelle hovedfagverk som bar tverrbærere som brudekket hvilte på. På deler av brua var overgurtene til hovedfagverkene forbundet med et vindfagverk som fordelte kreftene fra vind og andre sideveiskrefter.

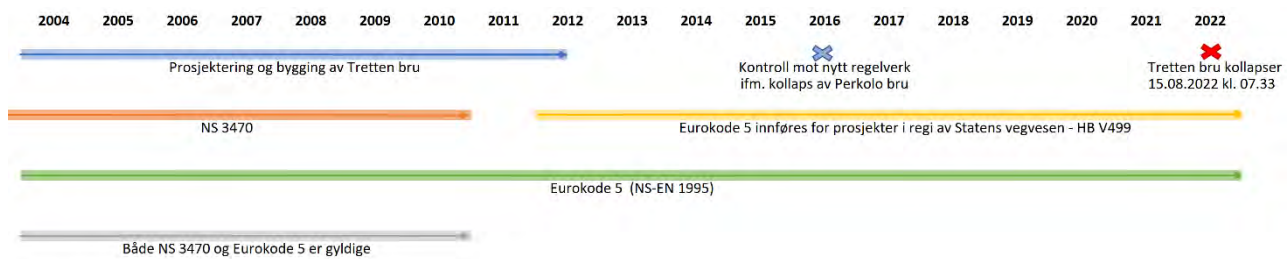
Materialmessig har bruoverbygningen på Tretten bru diagonaler, overgurter og undergurter i limtre, mens det er stål i tverrbærerne under brua, i knutepunktene og i de vertikale stavene i fagverket.

Sammenføyingen i knutepunktene er laget ved at stålplater med forborede hull er føyd inn i slisser i limtrebjelkene. Gjennom hullene i stålplatene er det satt inn stålstaver som kalles dybler. Dyblene står på tvers av kraftretningen.



Figur 4 Illustrasjon av knutepunkt.

2.3 Regelverk, standarder



Figur 5 Tidslinje, se også kap 2.5

Beregningsstandarder for prosjektering av trekonstruksjoner

Dagens regelverk, Eurokode 5 (NS-EN 1995), ref./1/, var i bruk i Norge fra 2004, men prosjekter påbegynt med NS 3470, ref./2/ kunne fullføres med denne. Begge var altså gjeldende i en periode frem til 2010. I all hovedsak ble NS 3470 brukt fram til denne ikke lenger var tillatt. Da prosjekteringen av Tretten bru ble startet opp i 2004, var gjeldende regelverk NS 3470, og ny europeisk standard ikke benyttet selv om den kom rett etterpå.

Eurokode NS-EN 1995-1-1 med tillegg A og NS-EN 1995-1-2 ref. /1/ er det mest komplette regelverket som per i dag finnes for beregning av trebruer.

NS-EN 1194 ref. /4/ var gjeldende produksjonsstandard for limtre.

Hovedforskjeller mellom NS 3470 og NS-EN 1995:

NS 3470 foreskrev ingen retningslinjer for kontroll av blokkutrivning. NS 3470-1 gir således ikke spesifikke krav til at «det skal tas hensyn til at kapasiteten til stål-mot-tre-forbindelser som har en belastet ende, kan bli redusert på grunn av svikt langs omkretsen av forbindere» slik det står i NS-EN 1995-1-1.

NS 3470 hadde sitt opphav fra tiden før det ble vanlig å benytte knutepunkter med innslissede stålplater. Denne løsningen gjorde det mulig å føre betydelig større krefter inn i trekonstruksjoner og åpnet derfor opp for lengre spenn og større bygninger og bruer i tre enn tidligere. Samtidig var de norske standardene for prosjektering på den tiden mere generelle og ikke så spesifikke på beregningsmetoder som i dag.

Gjennomgang av lærebøkene som ble benyttet i undervisningen av fagene for beregning av trekonstruksjoner på 80/90- og fram til 2007 viser at blokkutrivning for dybelgrupper ikke var et tema som ble undervist.

En summarisk gjennomgang av beregningsrapporter fra andre fagverksbruer i tre prosjektert etter NS 3470 viser også at kontroll av blokkutrivning ikke ble gjennomført for disse bruene.

2.4 Inspeksjoner

Gjennom Tretten bru sin 10 års levetid er det gjennomført flere inspeksjoner. Hovedfunn er referert her.

Hovedinspeksjon 2015 ref./5/: Dette var den første hovedinspeksjonen av brua etter at den sto ferdig i 2012. Hovedkonklusjonene var som følger:

Tretten bru er bygd i 2012 og har hatt sin første hovedinspeksjon i september 2015. Brua er i god stand men har enkelte skader og mangler som truer bestandigheten på sikt.

- Fugene er ikke tette og lekkasje fører til fuktbelastning av endeved i brudekke
- Forbindelsene i fagverket har flere mangler. Det anbefales en gjennomgang med tanke på riktig lengde (og antall ?) av dybler, materialkvalitet av skiver og overflatebehandling ved mekaniske skader.
- Dreneringen fungerer ikke helt og bør fikses i enkelte punkter.
- Rekkverket er ikke sprøytetett og fagverksdiagonaler lider av vannsprut.
- Trevirket har mange små mekaniske skader fra installasjon og mange riss. En overflatebehandling anbefales med tanke på god bestandighet.

Som strakstiltak anbefales å stramme og låse alle muttere for innfesting av rekkverksstolper, siden flere løse muttere ble funnet.

Kontrollberegning av fagverksbruer i tre – Diskusjoner, funn og anbefalinger fra arbeidet 2016, Statens vegvesen ref./12/: Større undersøkelse av 12 bruer i utløst av kollapsen av Perkolo bru (der årsaken var prosjekteringsfeil).

Tretten

Det er ikke oppdaget feil av betydning i kontrollberegningene. Det er funnet noen få større overskridelser i utnyttelse i forhold til nytt regelverk. Dette er ingen prosjekteringsfeil, men da vi ikke har tilstrekkelig kunnskap om bakgrunnen for regelendringene anbefales det å forsterke de knutepunktene dette gjelder.

Inspeksjonen oppdaget noen for korte dybler i diagonal 5. Diagonalen står i trykk og overfører kreftene ved direkte opplegg. De forkorte dyblene har liten betydning for kapasiteten, men er bestilt utskiftet.

Figur 6 Utdrag fra inspeksjonsrapporten

Bruinspeksjon, Innlandet Fylkeskommune 2020 ref. /7/: Utført i påvente av hovedinspeksjon. Billedokumentasjon som skal sees i sammenheng med registrerte skader i Brutus.

Hovedinspeksjon 2021, Innlandet Fylkeskommune ref. /8/: I stor grad en gjennomgang av funn fra inspeksjonen i 2016. Ingen bemerkninger knyttet til skadeutvikling som kan ha sammenheng med brukollapsen.

Enkeltinspeksjon 2022, Innlandet Fylkeskommune ref./9/: Tretten-brua ble sist inspisert 3. juni 2022. Det ble ikke funnet noe som førte til at brua ble erklært som trafikkfarlig. Rapporten har én skademerknad. Det ble registrert bevegelse i og rundt asfaltfugen i overgangen på østsiden av brua. Man antok at skaden i fugen i asfaltdekket skyldtes at lastebiler og tungtransport har bremsset opp akkurat ned mot overgangen på denne siden, fordi man kommer til en kryssende vei rett etter å ha kjørt av brua.

2.5 Tidslinje

1996		Evenstad bru blir bygget. «Den første store vegbru i tre bygd i Norge i moderne tid». Ref. /10/
2004	Apr.	Første versjon av Eurocode 5 godkjennes av <i>European Committee for Standardization (CEN)</i> . (Kilde: Wikipedia)
2005	Feb.	Engelskspråklig versjon av europeiske standarder EN 1995-1-1:2004/EN 1995-2:2004 blir fastsatt som Norsk Standard NS-EN 1995-1-1:2004/NS-EN 1995-2 (Kilde: NS-EN 1995-1-1, Nasjonalt forord og NS-EN 1995-2, Nasjonalt forord)
2009	Jul.	Norsk oversettelse av NS-EN 1995-1-1 blir gitt ut (Kilde: NS-EN 1995-1-1, Nasjonalt forord)
2010	Mar.	Den norske prosjekteringsstandarden NS 3470 trekkes tilbake. Etter dette skal kun Eurokodene benyttes (Kilde: NS-EN 1995-1-1, Nasjonalt forord)
2010	Des.	Norconsult gjør en sammenligning mellom bruk av NS 3470 og NS-EN 1995-1-1/NS-EN 1995-2, ref. /11/. • Uklart om dette er på eget initiativ eller etter ønske/pålegg fra byggherre • Konkluderer med at det ikke er potensiale for besparelser ved å benytte nye standarder fremfor gammel standard (snarere tvert imot) • Blokkutrivning ble ikke vurdert i sammenligningen
2011	Jun.	Prosjekter i regi av SVV startet etter 30.06.2011 skal være basert på Eurokoder (Kilde: SVV Håndbok V499, juni 2014)
2011	Apr. - okt	Prosess for teknisk delgodkjenning og teknisk godkjenning i Vegdirektoratet. COWI er kontrollkonsulent. COWI stiller spørsmålstegn ved om reduksjon av kapasitet på grunn av mange dybler i fiberretning iht. NS-EN 1995-1-1 er ivarettatt. Norconsult svarer at de ikke følger NS-EN 1995-1-1. COWI anbefaler at NS-EN 1995-1-1 følges på dette punkt for å unngå glidelåsbrudd, og foreslår forsterkning. Norconsult mener dette vil være tidkrevende og dessuten tilfeldig, da andre deler av brua ikke vil tilfredsstille NS-EN 1995-1-1. De ber om synspunkter tilbake på dette. COWI besvarer med å poengtere at prosjekteringen er utført i henhold til gjeldende regelverk, men at dette indikerer en underkapasitet på inntil 20% enkelte steder. De ber om vurdering av økning av dybeldimensjon for å kompensere for dette. Norconsult fastholder i sitt svar at det hele tiden var en forutsetning at NS3470 skulle brukes og mener fortsatt at dybelgruppene kan utføres slik vist. De ber igjen om synspunkter på dette, men slike er ikke dokumentert, hvis gitt. Teknisk godkjenning gis.
2012	Jun.	Tretten bru står klar. Brua er regnet etter Norsk Standard NS 3470. Dette var i overenstemmelse med reglene satt av Statens Vegvesen i en overgangsperiode mellom «gammel» og «ny» standard.

2012	Jul.	Norsk oversettelse av NS-EN 1995-2 gis ut (Kilde: NS-EN 1995-2, Nasjonalt forord)
2013	Mai	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 30/5 – 31/5. Tot. vekt: 52 000 kg/tot. vognt. 83 000 kg
2013	Jul.	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 05/7 – 08/7. Tot. vekt: 52 000 kg/tot. vognt. 85 000 kg
2015	Apr.	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 20/4 – 21/4. Tot. vekt: 54 000 kg/tot. vognt. 96 940 kg
2015	Jun.	Referat fra inspeksjon av Tretten bru foreligger, ref./5/. Konklusjoner: • Avskaling av betong på landkar • Avkuttete kabler i akse 1 • Løse bolter for rekkverksinnfestning • Løse bolter i koblingen lager/tverrbærer i akse 2 • Riss i understøpt betong for lager i akse 2 • Funn konsistent med tvangskrefter i rekkverksinnfestning ved akse 3
2015	Sep.	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 17/9 – 24/9. Tot. vekt: 53 370 kg/tot. vognt. 80 990 kg
2015	Sep.	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 17/9 – 24/9. Tot. vekt: 53 370 kg/tot. vognt. 80 990 kg
2015	Nov.	Rapport fra hovedinspeksjon 2015 foreligger. Følgende mangler er påvist: • Utette fuger fører til fuktbelastning av endeved i brudekke • Mangler i antall/lengde på dybler. Anbefales gjennomgang av alle knutepunkt • Mangler i drenering • Rekkverk ikke brøytetett • Mekaniske skader fra installasjon. Overflatebehandling anbefales
2016	Feb.	Perkolo bru kollapse den 17/2-16.
2016	Feb.	Rapport fra spesialinspeksjon av Tretten bru foreligger, ref./6/. Konklusjoner: • Ingen tegn til overbelastning, unormale bevegelser eller store bevegelser i knutepunkt • Funn av for korte dybler i OK diagonal 5 (KP12) nedstrøms side. Såpass korte at ene slisseplaten ikke kan regnes virksom. Ikke kritisk for kapasiteten, men anbefales byttet • Typiske skader i overflaten pga. montasje av dybler • Noe oppsprekking mellom lameller. Vurdert ikke av betydning for bruas bæreevne • Feil materialkvalitet på skiver for sikring av utglidning
2016	Mar.	Perkolo, ref. /13/: Rapporten fra granskningsgruppa er ferdigstilt den 10/3-16.
2016	Jun.	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 13/6 – 20/6. Tot. vekt: 53 300 kg/tot. vognt. 80 920 kg
2016	Jul.	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 14/7 – 21/7. Tot. vekt: 53 300 kg/tot. vognt. 81 000 kg
2016	Jul.	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 20/7 – 29/7. Tot. vekt: 53 300 kg/tot. vognt. 80 920 kg
2016	Aug.	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 18/8 – 25/8. Tot. vekt: 53 300 kg/tot. vognt. 80 920 kg
2016	Aug.	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 18/8 – 25/8. Tot. vekt: 53 300 kg/tot. vognt. 80 920 kg

2016	Sep	Rapport fra kontroll av trebruer etter Perkolo brukollaps foreligger. Konklusjon for Tretten bru: • Ingen (vesentlige) prosjekteringsfeil avdekket • Funnet noen få større overskridelser i utnyttelse ift. NS-EN 1995-1-1 (Kilde: <i>Kontrollberegning av fagverksbruer i tre – Diskusjoner, funn og anbefalinger fra arbeidet, Statens Vegvesen Region øst Ressursavdelingen Bru, Juni 2016</i>) Det er i grunnlaget oversendt fra brueier andre interne notater i SVV som omhandler Tretten bru. Et av disse med overskrift «Svakheter Tretten bru», beskriver de funn som er gjort med hensyn på blokkutrivning på Tretten bru i detalj. Det rapporteres utnyttelser på opp til 211% iht. nytt regelverk. Faggruppen som har utarbeidet notatet er omforent om at forsterkningstiltak bør gjennomføres, men vurderer at brua kan stå med vanlig trafikk inntil forsterkning er utført. Dette er begrunnet med at de ikke kjenner til ulykker med blokkutrivning i konstruksjoner prosjektert etter standarden Tretten er prosjektert etter.
2016	Okt.	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 11/10 – 18/10. Tot. vekt: 53 300 kg/tot.vogn. 80920 kg
2020	Okt.	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 28/10 – 02/11. Tot. vekt: 49 910 kg/tot. vognt. 80 000 kg
2020	Nov.	Gitt dispensasjon for spesialtransport over Tretten bru i perioden 25/11 – 02/12. Tot. vekt: 48520 kg/tot. vognt. 80 000 kg
2020	Des.	Slitelag ved akse 1 og 4 reparert for å beskytte endene av brudekket mot fuktbelastning ved ny lekkasje, ref. /7/
2021	Jun.	Hovedinspeksjon, ref. /8/. Ingen relevante funn
2022		Enkel inspeksjon, ref. /8/. Konklusjon: • Bevegelse i og rundt fuge
2022		Tretten bru kolliderer den 15/8-22

3 Mulig bruddårsak og vurderinger

En rekke hypoteser ble fremsatt i etterkant av brukollapsen. Enkelte ble meldt direkte til Statens havarikommisjon, mens andre verserte i media. Spesielt VG og Teknisk ukeblad hadde en rekke artikler knyttet til tema. Ref. /14/ er en av de mest omfattende artiklene i VG. Dette kapittelet tar sikte på å belyse de mest sentrale hypotesene som den eksterne granskingsgruppa selv vurderte som mulige.

3.1 Forhold knyttet til prosjektering av brua

3.1.1 Beskrivelse

I media er det påpekt spesielle forhold som skiller Tretten bru fra mer tradisjonelle fagverksbruer. Fagverket på Tretten bru:

- gikk kontinuerlig over flere spenn
- hadde en asymmetrisk bueform
- var en kombinasjon av staver i tre og stål

Da Tretten bru ble bygget fantes det få tilsvarende brukonstruksjoner, og derved lite erfaringsdata å støtte seg til.

3.1.2 Analyse/undersøkelser

I rapporten "Kontroll av fagverksbruer i tre" ref./15/, står det: "Det anbefales å vurdere forsterkning av enkelte knutepunkter, i første omgang på Blakkisrud bru og Tretten bru. Her er det ingen prosjekteringsfeil, men i henhold til gjeldende regelverk er sikkerheten mot enkelte sprø bruddmekanismer, som tidligere ble kontrollert mer indirekte, for lav. At eldre konstruksjoner ikke tilfredsstillende nyere regelverk er vanlig."

Videre heter det i samme rapport om Tretten bru: "Det er ikke oppdaget feil av betydning i kontrollberegningene. Det er funnet noen få større overskridelser i utnyttelse i forhold til nytt regelverk. Dette er ingen prosjekteringsfeil, men da vi ikke har tilstrekkelig kunnskap om bakgrunnen for regelendringene anbefales det å forsterke de knutepunktene dette gjelder."

Faggruppen gikk umiddelbart etter initiering i gang med å studere mottatt grunnlag fra prosjekteringen i form av beregningsrapporter og tegninger. Dette for om mulig avdekke prosjekteringsfeil som årsak på et tidlig tidspunkt. Man fant følgende forhold som burde følges nærmere:

- 1) Kompleks geometri og kraftgang.
- 2) Globale fastholdinger er endret underveis i prosessen.
- 3) Bolteforbindelsen mellom tverrbærere og fagverk i akse 3 har bare 1/3 av kapasiteten sammenlignet med tilsvarende forbindelse i akse 2.
- 4) Bolteforbindelsene mellom tverrbærere og fagverk ser ikke til å være spesifiserte som oppspente i henhold til regelverk.

Disse punktene ble forfulgt videre, se under.

Bærevirkning i konstruksjonen.

Tretten bru er en arkitekttegnet konstruksjon der form og gjenbruk av en eksisterende elvepilar har vært førende for utformingen. Formideen om en Concord under takeoff stemte bra med den massive eksisterende brupilaren fra forrige bru som landingshjul, derav den asymmetriske formen på fagverket som er høyest ved akse 2 og som går ut i en spiss mot landkarene på hver side. Derav følger også slanke søyler i akse 3 og fagverk på hver side som ikke er lagt direkte opp på søyler og fundament slik naturlig er, men som er hengt på utsiden av oppleggene og forbindes inn til disse via tverrbærere. Alle diagonalen peker mot fronten av "flykroppen", dvs. skrår i samme retning i motsetning til en tradisjonell fagverksbru der diagonalene snus etter spesielle mønstre for å optimalisere materialbruken.

Følgene av en slik kompleks form er at kraftgangen i konstruksjonen ikke blir innlysende. Kreftene fra ytre påvirkning som trafikk, vind og temperatur samt fra egenvekt går «omveier» for å komme seg til reaksjoner i grunnen, noe som gir mere vridninger og rotasjoner enn ved enklere oppførsel, og situasjonen blir dermed mere kompleks. Man er følgelig mer avhengig av datamodeller for å finne snittkrefter i hvert element som skal dimensjoneres, og at disse modellene er feilfrie. Faggruppen har derfor brukt tid på å etablere flere separate globalmodeller som kan sammenlignes både med resultater for prosjekteringen og med hverandre.

Bærevirkningen er ytterligere komplisert ved at man i prosjekteringen har isolert de ulike lastvirkningene fra hverandre, selv om man i virkeligheten vil ha et samvirke mellom dem. Ett eksempel på dette er løsningen mellom tverrbærer og fagverk ved søyleaksene som både består av en bolteforbindelse og en ståklakk, der man forutsetter at ståklakken opptar vertikalkrefter og bolteforbindelsen de andre snittkreftene. I virkeligheten vil disse virke noe sammen, og kreftene vil gå der det er mest stivhet. Et annet eksempel er at man antar at all horisontallast i lengderetning av brua tas opp i kontakt mellom brubane og landkarvegg. I virkeligheten vil det være friksjon i alle tverrbærere som tar opp hele eller deler av denne kraften.

På tross av kompleksiteten og mulige unøyaktigheter beskrevet over, har faggruppen ikke funnet feil eller avvik som skulle tilsi brudd med påfølgende kollaps basert på disse faktorene alene. Det kan imidlertid ikke utelukkes at de påvirker reell kapasitet i kritiske punkt i negativ retning.

Globale fastholdinger

De globale fastholdingene eller bruas opplagerbetingelser er viktig for bruas respons (oppførsel). Denne ble endret underveis i prosessen ved at glidelagre som var prosjektert på toppen av søylene i akse 3 mellom søyler og tverrbærere, ble erstattet av en monolittisk (fastholdt) forbindelse. Potensielt er dette en endring som vil påvirke kraftgangen i hele konstruksjonen, og denne endringen er ikke ivaretatt i det prosjekteringsgrunnlaget som er mottatt. Faggruppen vurderer årsaken til endringen å være at man vil prøve å redusere vedlikeholdsbehovet til brua mest mulig, da slike glidelagre sannsynligvis må skiftes i løpet av levetiden.

Faggruppens vurdering er imidlertid at denne endringen har lite å si for global oppførsel av brukonstruksjonen, da søylenes stivhet er lav, slik at endringer i kraftbildet blir små og dermed ikke skulle tilsi brudd med påfølgende kollaps basert på dette alene. Det kan imidlertid ikke utelukkes at det påvirker reell kapasitet i kritisk punkt i negativ retning.

Bolteforbindelse mellom tverrbærere og fagverk i akse 3

Knutepunkt 31 i akse 3 er hardt belastet siden krefter fra fagverksspennene mellom akse 2 og 3 samt 3 og 4 føres inn via tverrbæreren til oppleggene på søyleparet i aksene og videre til grunnen. Faggruppen har registrert at på tegningene har bolteforbindelsen mellom tverrbærere og fagverk i akse 3 færre og mindre bolter enn andre knutepunkter (12 stk. M24 bolter mot 14 stk. M32 bolter i akse 2 og 14 stk. M27 bolter i

øvrige knutepunkter). Det har også vært en mistanke om at boltene ikke er forspente, noe som ved overbelastning av knutepunktet kan føre til en progressiv bruddform ved at enkeltbolter som har full hullkant-kontakt kan ryke før andre bolter, som av toleranseårsaker ikke har hullkant-kontakt.

Tegningsgrunnlag er undersøkt og det er gjort supplerende beregninger av knutepunktet. Vertikalkreftene fra fagverket kan overføres via mindre ståklakker som ved akse 3 er sveist til de vertikale stålprofilene i fagverket. Bolteforbindelsene skal derfor kun ivareta de andre snittkreftene i knutepunktet. Det ble således ikke funnet noen underdimensjonering av knutepunktet. I tillegg ville man forsikre seg om at ståklakkene ikke hadde brudd eller feil utførelse som skulle tilsi at boltene måtte oppta større krefter enn dimensjonert for. I størrelsesorden 6 bolter på hver av de to forbindelsene (oppstrøms og nedstrøms) ble funnet på stedet og testet. Alle testene viste momentane skjærbrudd i forbindelse med kollapsen. Bruddelene i knutepunktet ble ytterligere undersøkt på lagringsområdet. Disse delene viser tydelig at knutepunktet er vridd ut av posisjon. Overliggende ståklakker og underliggende stålplater, som klakkene lå an på, er rimelig intakte og har dessuten matchende flytningsområder på det ene hjørnet av forbindelsen, og stålplatene med boltehull har sår i hullkant som matcher en vridende bevegelse som stemmer overens med ved at fagverket mellom akse 2 og 3 har falt i elven og vridd av opplegget ved akse 3.

Teorien om at dette var initiell årsak til brukollapsen støttes derfor ikke av faggruppen.



Figur 7 Til venstre: Tverrbærer i akse 3 (knutepunkt K-31 oppstrøms). Deformert sone der ståklakken på stålvertikal har "glidd av" tverrbærer. Utvidelse av boltehull pga. hullkantrokk. Til høyre: Deformert sone på ståklakken.

Bolteforbindelsene mellom tverrbærere og fagverk

Boltegruppene mellom tverrbærere ser ikke ut til å være oppspente i henhold til regelverk. Boltegrupper av denne type skal være oppspente i henhold til regelverk gjeldende for utførelsen av Tretten bru. Dette framgår imidlertid ikke konkret av den tekniske spesifikasjonen for bygging, og har heller ikke latt seg påvise fra det grunnlag som er gjennomgått fra byggeperioden. Faggruppen har derfor i sin vurdering av årsaker til kollaps antatt at boltene ikke har vært forspente. Denne antagelsen støttes av funn, ved at man gjentagende ganger har kommet over løse bolter i gjenværende konstruksjon. Man har også testet faste bolter med momentnøkkel som indikerer det samme. Uten forspenning bærer boltegruppene lasten på strekk mellom stålplatene og på hullkantrokk mot disse. Dette har et potensiale for progressiv bruddform ved at kun enkelte bolter ligger an mot hullkant og får hele lasten.

Faggruppen har lagt til grunn at dette alene ikke skulle tilsi brudd med påfølgende kollaps. Det er heller ikke gjort funn som indikerer dette.



Figur 9 Knutepunkt K-17.b viser et rent blokk-skjærbrudd

Begrepet blokkutrivning i tre ble kjent rundt den tiden da forprosjekteringen på Tretten bru startet i 2004, og er omtalt i ny standard, NS-EN 1995-1-1:2004 som ble fastsatt som Norsk Standard i februar 2005. Begrepet er dog ikke nevnt i NS 3470-1 som Tretten bru ble prosjektert etter.

I innhentet dokumentasjon fra prosjekteringen ble det funnet at prosjekterende i tillegg til å prosjektere knutepunktene etter NS 3470-1 har regnet kapasitet iht. NS-EN 1995-1-1 for sammenligning. Det er ikke funnet indikasjoner på at blokkutrivning ble vurdert i denne sammenligningen.

3.2.2 Strukturelle analyser og kapasitetsberegninger

Den eksterne faggruppen har utført konstruksjonsberegninger etter den europeiske standarden NS-EN 1995 (Eurokode 5), se kapittel 4. Resultatene viser utnyttelser på over 200% i bruddgrensetilstanden for diagonalene i enkelte av knutepunktene. Størst utnyttelse har diagonalene 6 og 7 for trafikklaster som dominant last. Utnyttelsen er størst for kapasitetssjekk for bruddformen blokkutrivning. Det har derfor vært viktig å undersøke om andre funn støtter en teori om at initielt brudd har gått her. Det er også høye utnyttelser i området rundt akse 3. Dette er også undersøkt.

I forbindelse med kollapsen av Perkolo bru i 2016 utførte Statens Vegvesen kontrollberegning av Tretten bru. I denne kontrollen ble det funnet tilsvarende overutnyttelse av knutepunktene når det gjelder blokkutrivning. Det ble også anbefalt at knutepunktene skulle forsterkes på grunn av dette. Det er ikke funnet dokumentasjon eller indikasjoner på at slik forsterkning ble utført.

Den eksterne faggruppen har også utført beregninger av mulig gradvis svekkelse av forbindelsen over tid på grunn av tungtrafikk. Disse beregningene er dokumentert i kapittel 8. Disse beregningene sannsynliggjør at kollapsen kunne skje i diagonal 6 eller 7 etter et antall år i drift.

3.2.3 Vitneobservasjoner

Avhøret av fører av vogntog på brua 15.08.2022 indikerer at brua falt ned bak lastebilen når denne var henimot midten av brua og at det deretter ble brattere og brattere. Dette stemmer overens med antagelsene om initielt brudd i diagonal 6 eller 7.

Fornærmede ble bedt om å forklare hvordan han opplevde det som skjedde i dag

Fornærmede forklarer at han kom kjørende ned Musdalen med kalk, han skulle til Harpefoss å levere kalk der. Fornærmede kjørte som normalt inn på brua som han har gjort hundrevis av ganger før med vogntog. Da han kom midt utpå brua kjente han et eller annet rart på bilen, i starten kjentes det ut som han hadde punktert på et framhjul, men så kunne han se at asfalten begynte å bevege på seg akkurat som i en film. Vegbanen var i ubalanse akkurat som et jordskjelv. Plutselig kjente han at han datt ned bak og at han ble stående veldig bratt oppover med bilen. Vogntoget stoppet av seg selv fordi hengeren stoppet i brukaret sånn at vogntoget ikke reiste bakover.

Figur 10 Utsnitt avhør

Avhøret av ansatt på Tine 15.08.2022 indikerer at brua kollapset først midt på brua ved den øverste bua, noe som også skulle indikere aktuelt område.

Spørsmål til fri forklaring.

Det knakk oppe på brua først, midt på brua ved den øverste bua. Det så ut som bakken hadde sklidd ut på vestsida ved innkjøringa. Det kan ha skjedd etterpå.

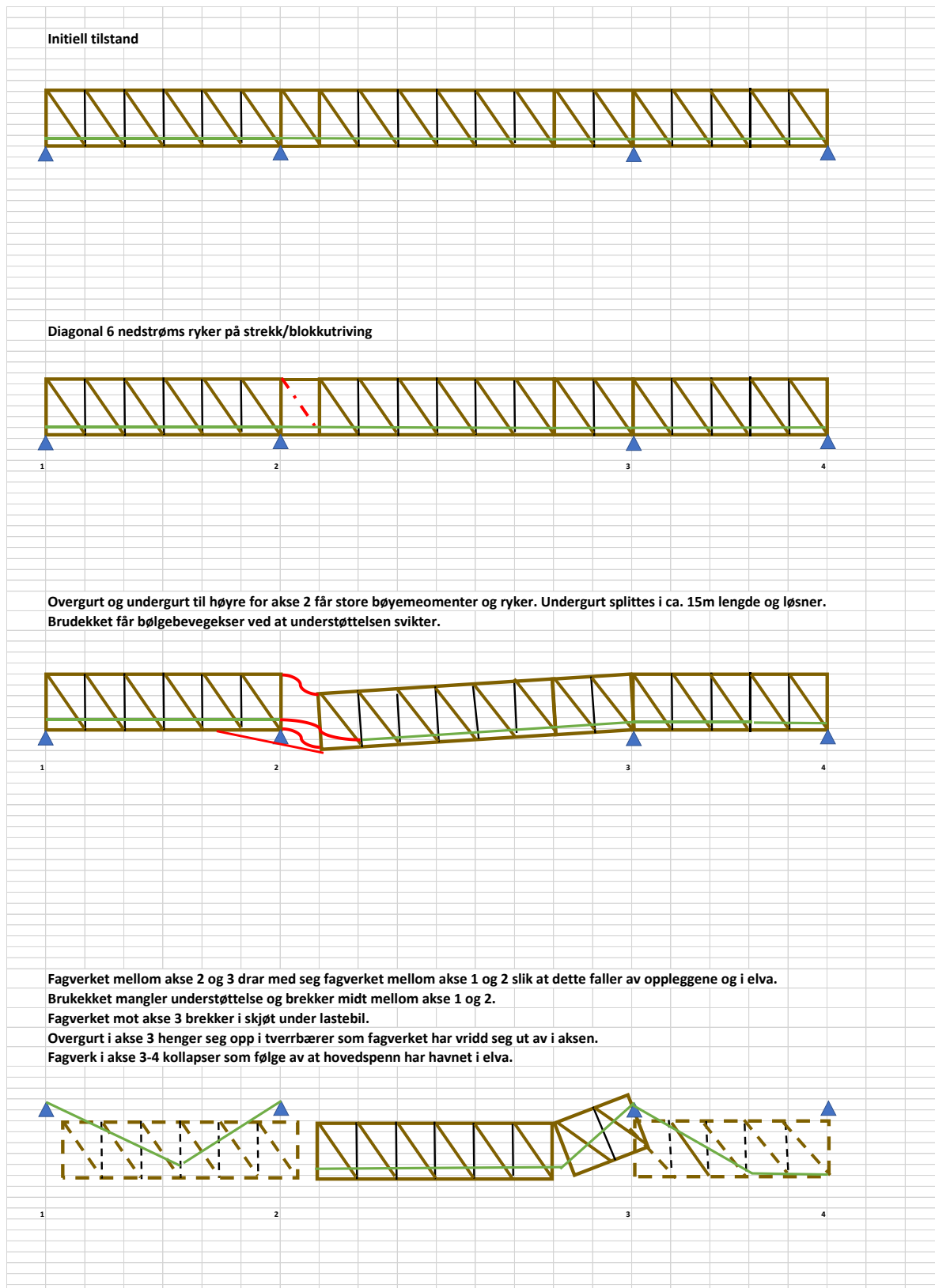
3.2.4 Funn og beregninger vedrørende initielt bruddsted

Det er i kapitlene 5, 6 og 8 utført analyser, beregninger og omtalt funn som understøtter teorien om at det initielle bruddet har oppstått i diagonal 6 eller 7 ved akse 2. Begge er sannsynlige ut fra at beregninger viser:

1. At brua kan tåle å stå med et brudd i diagonal 7 inntil et mindre lasttog kjører over brua, men kolliderer under dette lasttoget som følge av brudd i diagonal 6.
2. At bruddet kan gå først i diagonal 6, da som følge av en degradering av knutepunktet over tid, slik at lasttoget som var på brua da den kollapset var utslagsgivende. Brua ville ikke kunne stå etter et brudd i denne diagonalen.

Diagonal 6 og 7 ved akse 2 er hardt belastet siden skjærkrefter fra fagverksspennene mellom akse 2 og 3 bygger seg opp mot akse 2 og føres som strekkrefter i denne diagonalen. Beregningsmessig har denne diagonalen overutnyttelse ved kontroll av bruddformen blokkutrivning. Dette ble også påpekt i etterarbeidet etter Perkolo-kollapsen.

Et sannsynlig kollapsscenario basert på brudd i diagonal 6 samsvarer med undersøkelsene av funn og analyser av dette som er utført. Figuren under skisserer dette scenariet, som er nærmere beskrevet i kapittel 5.

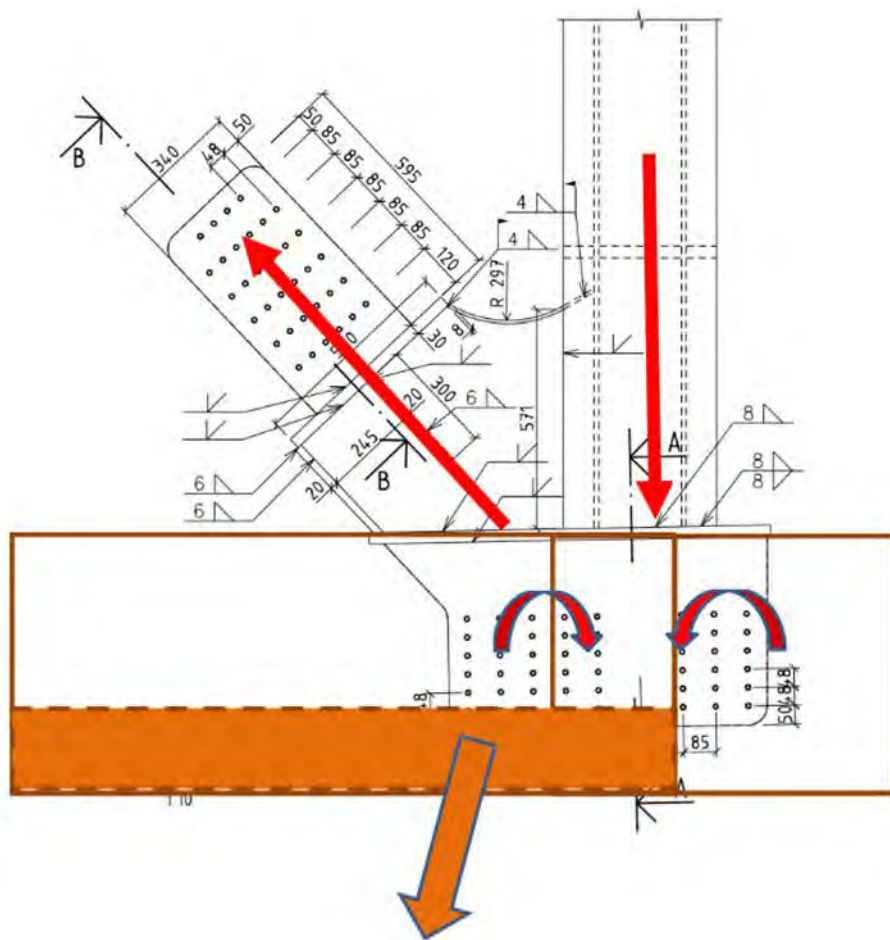


Figur 11 Sannsynlig bruddformscenario

Det ble også funnet en lengre del av undergurt mellom knutepunkt 10 og 16 nedstrøms i elva langt nedenfor brustedet. Denne er vist i figuren under. Denne biten har løsnet fra øvrig konstruksjon og er resultatet av en splitting av undergurten under dybelgruppene. Dette er forenlig med at selve kollapsen starter med at diagonal 6 mister kapasiteten sin. Store vertikalkrefter med påfølgende lokale bøyemomenter belastet knutepunkt 15, der undergurten er skjøtt (Se Figur 13). Dette knutepunktet vil tåle slike lokale bøyemomenter dårlig på grunn av denne skjøten, og en splitting av undergurt som observert vil lett kunne oppstå, da treet vil ha lav fasthet på tvers av fiberretningen. Resterende undergurt vil ha betydelig lavere kapasitet på grunn av dette, og er allerede overbelastet før splittingen.



Figur 12 Avskallet del av undergurt mellomknutepunkt 9 og 15 funnet langt nedstrøms (foto: Statens Havarikommisjon)



Figur 13 Bruddform i knutepunkt 15 med resultat i form av avskallet element og ytterligere bøyning av resterende undergurt

Undersøkelsene av bruddformer gjort etter kollapsen er også entydige i den grad at de stemmer overens med antatt rekkefølge beskrevet i kapittel 5. Dette er både i form av ren blokkutrivning og i form av denne bruddformen kombinert med bøyning, der retningen på bøyningen ses i fiberne i treet og i deformasjon av enkeltdybler.

3.2.5 Usikkerhet

Det er betydelige følgeskader på konstruksjonen fra selve kollapsen og fra bergingsarbeidet, noe som har gjort det utfordrende å finne initiell skadeårsak

Det er ikke ubetydelige variasjoner i reell kapasitet i trematerialet i en overgang mellom tre og stål/dybler. Det er derfor ikke mulig å fastslå med sikkerhet hvor første brudd fant sted.

3.2.6 Konklusjon

Kontrollert etter NS-EN 1995-1-1 Tillegg A, «Brudd som følge av skjær langs periferien av en gruppe dybler i stål-mot-tre-forbindelser», er utnyttelsesgraden i deler av konstruksjonen til Tretten bru på over 200 %. Blokkutrivning vil kunne oppstå som følge av overlast fra enkeltkjøretøy eller fra repeterende tungtrafikk med høy utnyttelse på knutepunkt med svekkelser av treet og påfølgende utmatting. Faggruppen vurderer det som overveiende sannsynlig at initielt brudd oppstod i en av diagonalene i hovedspennet ved akse 2.

Blokkutrivning er ikke en kontroll som var med i den gamle standarden som Tretten bru var prosjektert etter, og var heller ikke en kontroll som vanligvis ble utført eller undervist om på denne tiden. Det kan imidlertid stilles spørsmål ved om dette burde være oppdaget i den sammenligningen som ble utført i prosjektet mellom de to ulike standardene som var gyldige på dette tidspunktet.

Faggruppen stiller også spørsmålsteget ved at den betydelige overutnyttelsen som ble oppdaget og anbefalt utbedret i forbindelse med kontrollberegningen av Tretten bru i 2016, ikke ble tatt tak i av brueier.

3.3 Brudd i bolter

3.3.1 Beskrivelse

Monoton eller sykklisk belastning over tid vil kunne føre til brudd i boltene hvis de er underdimensjonert med hensyn på brudd- eller utmatningsstyrken til materialet, er utsatt for hydrogensprøhet, har produksjonsfeil, eller hvis eksponeringsforholdene svekker holdbarheten til den boltede forbindelsen over tid. Bolter med brudd ble funnet i nærheten av akse 3, på brua, på elvebunnen og i veibanen. Bolter har gått til brudd i knutepunkt 31 oppstrøms og nedstrøms, samt knutepunkt 29 nedstrøms. Øvrige boltede forbindelser har ikke gått til brudd.

3.3.2 Analyse/undersøkelser

SINTEF Industri mottok 21 halve bolter. Boltfragmentene ble funnet på brua, på elvebunnen og i veibanen. Politiet registrerte funnene og overleverte dem til SINTEF. SINTEF har også mottatt et antall skiver, en M14 bolt trolig fra rekkverket og tre franske treskruer. Disse er ikke undersøkt fordi det er usannsynlig at de har noe med årsaken til brukollapsen å gjøre.

M24 bolter er kun benyttet i på tverrbæreren i akse 3, med 12 bolter på hver side, totalt 24 bolter. Siden vi må anta at samtlige bolter har gått til brudd kan vi forvente at det var 48 halve bolter på stedet etter kollapsen. Av disse har vi mottatt 14, som vist i tabellen under. M27 bolter ble benyttet på de øvrige tverrbærerne (unntatt akse 2). Nedstrøms i knutepunkt 29 var det montert 14 slike bolter. Av 28 halve bolter er 7 mottatt og analysert.

Oversikt over bolter som er mottatt og analysert:

	Bolthode		Gjengeparti med mutter		Gjengeparti uten mutter	
	Oppstrøms	Nedstrøms	Oppstrøms	Nedstrøms	Oppstrøms	Nedstrøms
M24 bolt type 8.8	2	2	5	4		1
M27 bolt type 10.9		5		2		

Målsetninger med undersøkelsen av boltene har vært:

- Å finne årsak til at boltene har gått til brudd
- Å finne ut om boltene har vært svekket eller var knekt før brua kollapset

Følgende undersøkelser er gjort:

- Visuell inspeksjon
- Elektronmikroskopi

3.3.3 Usikkerhet

Det er mange bolter i konstruksjonen som ikke er analysert, men alle beviser er gått gjennom med tanke på å finne avvikende mønster, og det er ikke funnet.

3.3.4 Konklusjon

Alle de mottatte boltene hadde store plastiske deformasjoner. Det er ingen tegn til utmatting over tid, og alle boltene har duktile brudd. Bruddene ser ut til å ha skjedd i en monoton bevegelse.

Samtlige M24 bolter har et skjærbrudd 90° på lengdeaksen og har trolig blitt klippet over av relativ bevegelse i planet mellom tverrbæreren og knuten i fagverket som de bant sammen. Samtlige M27 bolter har brudd forårsaket av strekk/bøy bevegelse i boltens lengdeakse. Undersøkelsen av boltene tyder på at de har gått til brudd som følge av overbelastning da brua kollapset. SINTEF finner ingen tegn til at de mottatte boltene kan ha forårsaket brukollapsen /17/.



Figur 14 Brudd i bolter

3.4 Bruk av rusttregt stål

3.4.1 Beskrivelse

Rusttregt stål er benyttet i følgende deler på Tretten bru:

- Tverrbærerne under brua
- Knutepunktene og de vertikale bjelkene i fagverket
- Søylerne under brua i akse 3

Bruken av materialet har vært diskutert i media i etterkant av kollapsen.

Rusttregt stål korroderer langsomt som følge av legering med små mengder krom og kobber. Når slike stål korroderer dannes det tette og beskyttende sjikt av jernoksid som hefter godt til ståloverflata. Dette oksidsjiktet reduserer korrosjonshastigheten. Ved å legge til et korrosjonsmonn på omkring 1 mm kan slike

stål derfor benyttes uten overflatebehandling, hvilket gjør at de kostnadmessig er gunstige i et levetidsperspektiv for ei bru som skal stå i 100 år.

Statens vegvesen har imidlertid erfart vesentlig høyere korrosjonshastighet på rusttrege stål som står eksponert langs vintersaltet vei. Det er spesielt veiutrustning, for eksempel rekkverk som står rett ved veibanen, som har vist høy korrosjonshastighet. Forskning og erfaringer fra andre land har vist at eksponering for klorid øker korrosjonshastigheten på rusttrege stål vesentlig, slik at ønsket levetid på materialet ikke oppnås. Rusttrege stål er også avhengig av at overflata tørker med jevne mellomrom for at overflaterust skal konverteres til de beskyttende jernoksidene. Statens vegvesen har også erfart at rusttrege stål med en profil som hindrer tørking (typisk i rekkverk) har høy korrosjonshastighet. Begge disse erfaringene stemmer godt overens med hva som er rapportert internasjonalt om korrosjon på rusttrege stål.

Når rusttrege stål benyttes i et miljø der det ikke er egnet vil det dannes flakformede korrosjonsprodukter som skaller av ståloverflata. Det er følgelig lett å se når rusttrege stål har uakseptabelt høy korrosjonshastighet.

3.4.2 Analyse/undersøkelser

Ut fra inspeksjonsbilder tatt av brua etter kollapsen, samt inspeksjon av de delene av brua som ble berget fra østsiden, ser det ut til at det rusttrege stålet har korrodert som forventet. Det er ikke tegn til avskallende korrosjonsprodukter eller økt korrosjonshastighet.

3.4.3 Usikkerhet

Vi ser ingen vesentlige usikkerheter omkring bruken av rusttrege stål på brua i forbindelse med kollapsen.

3.4.4 Konklusjon

Komponenter av rusttrege stål designes normalt med et korrosjonsmonn på minst 1 mm. Selv om stålet skulle korrodert vesentlig mer enn forventet er det usannsynlig at 1 mm korrosjonsmonn skulle blitt tært bort på bare 10 år. Det er ikke gjort noen funn som tyder på at brudd stålkonstruksjonen har ført til kollaps.

Følgende momenter taler også for at rusttregt stål på brua har lav korrosjonshastighet:

- Brua står i et relativt tørt innlandsmiljø. Ståloverflatene tørker trolig ofte slik at tette og beskyttende jernoksider får god tid til å dannes.
- Så vidt vi vet er det begrenset med salting av veibanen på brua vinterstid. E6 saltes mye, men veisalt spres i liten grad over veibanen.

De to søylene under brua i akse 3 av rusttregt stål ser ut til å stå eksponert i elva, i hvert fall deler av året. Dette er ikke optimalt, og høy korrosjonshastighet må forventes på stålet i vannet og rett over. Søylene er imidlertid utstøpt med betong innvendig og armert, slik at stålet ikke er bærende. Det er betongen som bærer brua. Korrosjon på stålet i søylene skal følgelig ikke ha noe å si for bæreevnen.

SINTEF finner ingen tegn til at bruken av rusttregt stål på brua har bidratt til kollapsen /18/.

3.5 For korte eller for få dybler

3.5.1 Beskrivelse

I inspeksjonsrapporten for Tretten bru etter en hovedinspeksjon i 2015 står det at det er "for korte eller manglende dybler". Dette er upresist formulert, da manglende dybler vil være langt mer kritisk enn for korte dybler.

Det viste seg ved en senere inspeksjon av Tretten bru (i 2016 etter kollapsen av Perkolo bru) at dyblene i diagonal 5 var noe kortere enn det som opprinnelig var prosjektert. Man konkluderte med at de kortere dyblene ikke hadde mye å si for kapasiteten, men de ble likevel bestilt utskiftet. Statens vegvesen bekrefter at utskiftningen skjedde.

3.5.2 Analyse/undersøkelser

Gjennomgang av knutepunkter tyder ikke på at dybler har vært i bevegelse eller falt ut.

3.5.3 Usikkerhet

Det er store skader i mange av knutepunktene etter kollapsen og bergingen av brua. Enkelte dybelgrupper har fått hard medfart, noe som gjør det vanskeligere å vurdere initiell tilstand.

3.5.4 Konklusjon

Det er ikke gjort funn på stedet som indikerer at for korte eller for få dybler skal ha forårsaket kollapsen. Beregningene som er utført viser heller ikke overutnyttelse av betydning når det gjelder dyblene i knutepunktene.

3.6 Kombinasjonen av tre og stål

3.6.1 Beskrivelse

Det er fremsatt teorier om at sammenføyingen mellom limtrekonstruksjonen og stålkonstruksjonen er problematisk, bl.a. fordi stålet i mye større grad enn limtre vil utvide seg og trekkes sammen som følge av temperatursvingninger. Videre vil vekslinger mellom fukt og tørke kunne påvirke selve trekonstruksjonen negativt. Ulik oppførsel i kombinasjonen av materialer kan utløse såkalte tvangskrefter. Disse kreftene kommer i tillegg til andre krefter, og det er stilt spørsmålsteget om hvorvidt tvangskrefter er tatt med i beregningene av brukonstruksjonen.

3.6.2 Analyse/undersøkelser

Det er utført egne analyser av påvirkning fra fukt og temperatur, se kap 4, på brukonstruksjonen.

3.6.3 Usikkerhet

Det er utført analyser i to uavhengig oppbygde modeller, og med to ulike analyseverktøy. Begge peker mot sammen konklusjon. Det er heller ikke gjort funn som støtter opp under en slik teori. Det anses derfor at usikkerheten omkring konklusjonen på denne hypotesen er liten.

3.6.4 Konklusjon

Basert på egne analyser er det ikke observert effekter fra fukt og temperatur opp imot kombinasjonen av tre og stål i konstruksjonen som kan knyttes til kollapsen. Se ellers kap. 4 for ytterligere informasjon.

3.7 Lut har spist opp limet i trekonstruksjonen

3.7.1 Beskrivelse

Det er lansert en teori om at lut kan ha spist opp limet i treverket i knutepunktene på brua, slik at det organiske bindemiddelet i veden har blitt oppløst og mistet bæreevnen. Lut dannes når stål korroderer, eller rustet. I knutepunktene møtes stål og limtre, og stålet er sårbart for kombinasjonen salt og vann. Luten kan løse opp limet som binder treverket sammen, slik at det mister sin styrke.

3.7.2 Analyse/undersøkelser

Utførte inspeksjoner viste ingen indikasjoner på svekkelse i verken limtrekvalitet eller stålkonstruksjon. Det er ikke påvist korrosjon på noen av slisseplatene. Slisseplater var korrosjonsbeskyttet med overflatebehandling og det er ikke observert brudd i den.

3.7.3 Usikkerhet

Ingen.

3.7.4 Konklusjon

Det er ikke påvist svekkelse i limtreet pga. lut eller korrosjon i slisseplatene som skulle tilsi at dette er årsak til kollapsen. Tvert imot skulle det at brua har stått i mange år på tross av en lavere dimensjonerende kapasitet målt opp mot dimensjonerende laster, tyde på at både stål og lim har hatt en høy ytelsesgrad.

3.8 Setninger

3.8.1 Beskrivelse

Basert på innmålinger utført etter kollapsen er det gjort en sammenlikning av prosjekterte kotehøyder ved oppleggspunkter mot målte kotehøyder ved scanning. Tretten bru er opprinnelig prosjektert i NN1954 og innmålinger er gjort i NN2000¹. Høydeforskjellen mellom NN1954 og NN2000 er noe usikker og er oppgitt fra bl.a. intern geomatiker i Sweco og fra Innlandet fylkeskommune (IFK) å være i området +15 til +17 cm

¹ NN1954 er en forkortelse for Normalnull 1954, et referansesystem for å angi nøyaktig hvor mange meter over havet et punkt ligger. Systemet fra 1954 ble erstattet av NN2000.

for NN2000 på brustedet. Innlandet fylkeskommune var i tiden etter kollapsen delaktige i rivingsarbeidet og bisto med innmålinger ettersom fagverkskomponenter ble fjernet. Årsaken til usikkerheten er nærmere beskrevet i kapittel 3.9.3.

Fundamentering av Tretten bru

Akse 1

Eksisterende landkar fra original bru benyttet. Forsterket overkant med 800 mm oppstøpt plate. Dekkets endespenn er ca. 7,6 m og lander på ny frontvegg med tilhørende vinger, kantdragere og overgangsplate.

Akse 2

Eksisterende pilar i elv fra original bru. Forsterket med 2 stk. stålkjernepeler $\varnothing 150$ og en oppstøpt bankett på ca. 1,3 m.

Akse 3

Nytt pilarfundament i elv med utstøpte søyler $\varnothing 1016 \times 8$ i cortenstål. Løsmassefundamentert.

Akse 4

Nytt landkar. Løsmassefundamentert.

3.8.2 Analyse/undersøkelser

For sammenlikning av høyder tas det utgangspunkt i følgende referansepunkter hentet fra opprinnelig prosjektert tegningsgrunnlag i 2012:

Akse 1:	OK betongplate ref. tegn. K200 Snitt C-C og D-D.	Kote: +186,684 m
Akse 2:	OK oppstøpt kant på pilar ref. tegn. K220 Snitt A-A	Kote: +187,096 m
Akse 3:	Søyletopp ref. tegn. K240 Snitt A-A.	Kote: +188,012 m
Akse 4:	Lageravsats ref. tegn. K261 Snitt C-C og D-D	Kote: +188,500 m

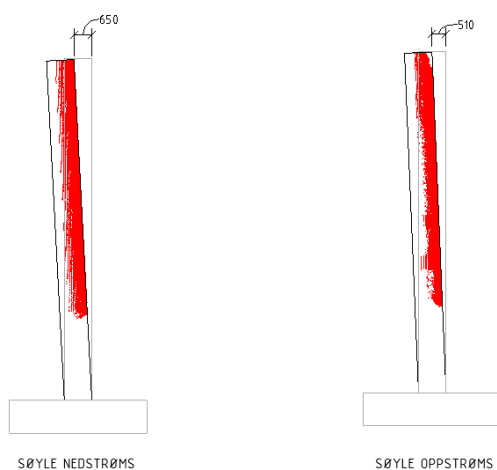
Kotene angitt over er videre tatt inn i tabellen og konvertert til høydesystemet NN2000 som benyttes i dag. Her legges det til grunn at NN2000 ligger 16 cm høyere enn NN1954.

	Prosjektert høyde (NN1954)	Differanse [m] (NN1954 vs. NN2000)	Prosjektert høyde (NN2000)	Innmålinger 2022 (NN2000)	Differanse [m]
Akse 1	186,684	0,160	186,844	186,815	-0,029
Akse 2	187,096	0,160	187,256	187,220	-0,036
Akse 3	188,012	0,160	188,172	-	-
Akse 4	188,500	0,160	188,660	188,630	-0,030

Differansene som fremkommer, er teoretisk basert på innmålinger som ble gjort i etterkant av kollapsen 15.08.2022. Basert på disse, ligger samtlige referansepunkter ca. 30-40 mm lavere enn prosjektert høyde og indikerer at differansesetninger i mindre grad er en aktuell problemstilling.

Akse 3

Søylene i akse 3 fikk store deformasjoner under kollapsen og gir derfor ikke koteverdier som kan benyttes i denne sammenhengen. Det er uansett gjort en vurdering av horisontal forskyvning vist under basert på laserscan som er tatt etter brukollaps (rød skravur). Den horisontale forskyvningen er i størrelsesorden 500 – 650 mm, og det er ingen indikasjoner på at denne skyldes noe annet enn selve brukollapsen.



Figur 15 Horisontal forskyvning av søyler i akse 3

Laserscan 2017

Faggruppen har også fått tilgang til et laserscan av Tretten bru fra 2017 via Innlandet Fylkeskommune. Laserscannet er bearbeidet og inneholder kun søyler i akse 3 og deler av bruoverbygning mellom akse 3 og 4. Kontrollmål av lageravsats i akse 4 gir tilnærmet identiske høyder som fremgår av laserscan tatt etter brukollaps i samme punkt. Dette underbygger at brua ikke har hatt setningsutvikling av betydning de siste 5 årene.

3.8.3 Usikkerhet

- Det er viktig å understreke at innmålinger som er tatt i etterkant av hendelsen kan være påvirket av selve brukollapsen. Stor mengde energi ble utløst da brua falt i vannet noe som utvilsomt har forårsaket rystelser i grunnen.
- Det er oppgitt fra Innlandet fylkeskommune at fastmerker som ble benyttet til nivellering og innmålinger tilbake i anleggsperioden i 2011 og 2012 ikke lenger eksisterer. Dette fører til noe usikkerhet i selve utgangspunktet for innmålingen. Basert på tilbakemeldinger fra IFK anslås det at usikkerheten her er i størrelsesorden 1 – 5 cm.
- Faggruppen har ikke fått tilgang til innmålingsdata for de angitte punktene som er benyttet i tabellen over, men har fått oversendt innmålinger av nivelleringsbolter iht. tegn. K550 og K551. Det finnes ikke sammenliknbare referanseverdier fra tegningsgrunnlaget.

3.8.4 Konklusjon

Basert på innmålinger som er gjort i flere faser før og etter kollaps er det ikke registrert setninger eller forskyvninger av betydning for noen av punktene som er kontrollert. Det er ingen tegn som tyder på at differansesetninger kan ha bidratt til brukollaps.

Det er i tillegg utført en beregningsmessig sensitivitetsanalyse av fagverket. I beregningsmodellen ble fagverksopplegget i akse 4 fjernet og det ble påført en last på 5 kN/m langs undergurt mellom akse 3 og 4. Denne lasten gir en forskyvning i enden av fagverket på 30 mm, og skal representere en «tenkt» differansesetning i akse 4. Aksialkreftene fra den påførte lasten alene utgjør i størrelsesorden maksimalt ca. 10 % av bruddlast i over- og undergurt i akse 3. Krefter som oppstår i gurter og diagonaler ved akse 2 er

ubetydelig for utnyttelsen totalt sett. Det er heller ingen indikasjon på at det har vært setninger av noe betydning i akse 1 og 2.

4 Etterregning iht. NS-EN 1995, lastanalyse og dimensjonering

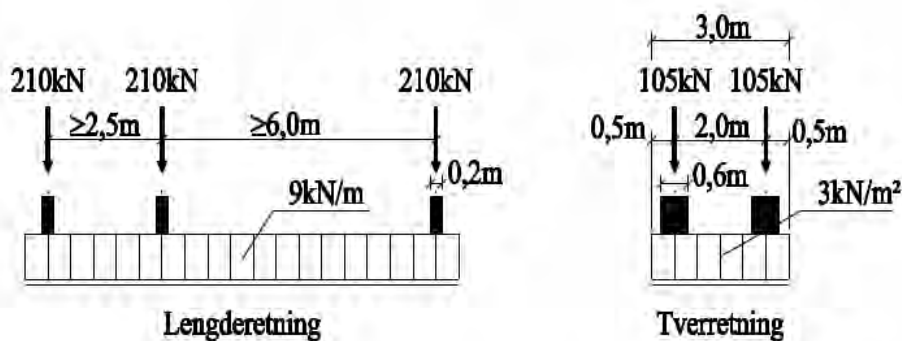
4.1 Forutsetninger

Kontroll av brua er utført basert på NS-EN 1995, ref. /1/ med trafikklaster fra Håndbok 185, ref. /19/. Tverrsnitt, materialer og geometri er hentet fra tegningssett utarbeidet ifm. med bygging av brua, ref. /20/.

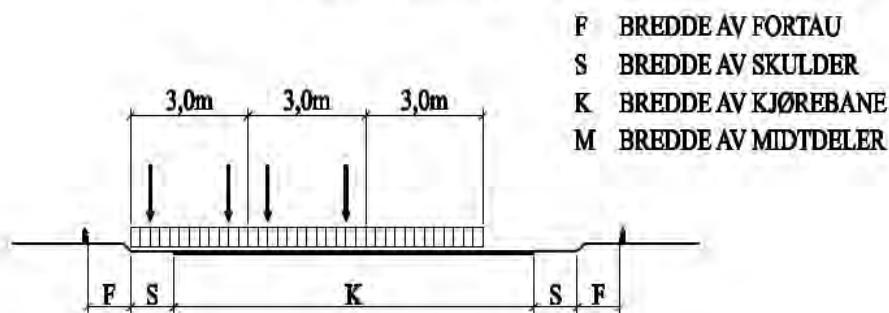
Det er utarbeidet to uavhengige analysemodeller i hhv. Robot Structural Analysis 2022 og Fokus Konstruksjon 2022 for å sikre at modellene beskriver et korrekt lastopptak. Videre er oppbygging av Robotmodell angitt, samme forutsetninger er gitt for Fokusmodell.

4.1.1 Laster

Trafikklast er hentet fra HB 185, ref. /19/, lasttype V1 i to felt er benyttet. Figur 16 viser benyttet trafikklast.



Figur 5: Lasttype V1



Figur 16 Trafikklast lasttype V1

Densitet for treverk er satt til 5,0 kN/m³, beregnet etter NS-EN 14080 ref. /21/ inkl. et bidrag på 0,5 kN/m³ for kreosot. Lasten fra egenvekt av konstruksjon beregnes automatisk i analyseprogrammet. Belegningsvekt er satt til 2,5 kN/m³ tilsvarende 100 mm asfalt.

I perioden januar 2012 til august 2022 angir temperaturdata fra værstasjonen på Fåvang (stasjon SN13150 ref. www.seklima.no) største og minste temperatur henholdsvis +31,1 °C og -27,7 °C. Temperaturlast er beregnet ut fra en installasjonstemperatur på ca. 10 °C og det er derfor noe konservativt påsatt en temperaturlast på -45 °C da denne er ukjent.

Det er også påsatt en temperaturlast for forskjellen mellom temperatur i konstruksjonsdeler. NS-EN 1991-1-5 (ref. /22/) angir dette til 20 °C. For å se på effekten av høyere temperatur i stål enn tre er denne verdien konservativt valgt til 30 °C for stålvertikaler alene. Temperaturutvidelser og dimensjonsendringer her gjelder for nordisk gran og furu med lengdeutvidelseskoeffisient på $\alpha_l = 0,5 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ i fiberretningen iht. N400, ref. /23/ punkt 10.2.1-4.

Dimensjonsendring på grunn av fukt er på 0,01 % i fiberretningen per prosent variasjon i fuktighetsinnholdet, N400, ref. /23/ punkt 10.2.1-5. Det legges til grunn en meget konservativ verdi for fuktvariasjon på maks 3 % fra montasjetilstand. I henhold til håndbok N400, tabell 10.2.1-3, betyr dette en tøyning på:

$$\varepsilon = 0,01 \cdot 3 \% = 0,03 \% = 3 \cdot 10^{-4}$$

Ekvivalent temperaturlast basert på denne tøyningen tilsvarer da:

$$\Delta T = \varepsilon / \alpha = 3 \cdot 10^{-4} / 5 \cdot 10^{-6} = + 60 \text{ } ^\circ\text{C}.$$

Denne tøyningen er påført i fagverket i analysemodellen.

Vindlasten er hentet fra prosjekteringsgrunnlag utarbeidet ifm. bygging av brua.

Lastpåføring for brua og angitt i 4.2.4.

4.1.2 Lastkombinasjoner

Det er valgt å benytte lastkombinasjon iht. HB 185 ref./24/, kombinasjon a, som når brua ble prosjektert, ikke ulik dagens regelverk.

Tabell 20: Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden

Betegnelse → Kombinasjon ↓	P		D	Q
	J	Andre		
a	1,0	1,2	γ_D	$\gamma_1 Q_1$
b	1,0	1,0	1,0	$\gamma_2 Q_1 + 0,8 \sum Q_n$

hvor:

$$\gamma_D = \begin{cases} 1,1 \text{ (0,9) for direkte virkninger av spennkrefter som angitt i NS 3473, pkt. 10.3.2,} \\ 0,9 - 1,1 \text{ for spennkrefter som angitt i NS 3473, pkt. 10.3.2 ved beregning av statisk ubestemte størrelser – anbefalt verdi er 1,0,} \\ 1,0 \text{ for øvrige deformasjonslaster.} \end{cases}$$

$$\gamma_1 = \begin{cases} 1,3 \text{ for trafikklast,} \\ 1,2 \text{ for variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje,} \\ 1,0 \text{ for temperaturlast,} \\ 1,2 \text{ for friksjonslast,} \\ 1,6 \text{ for øvrige variable laster.} \end{cases}$$

 Statens vegvesen	BRUPROSJEKTERING 4 DIMENSJONERING 4.3 DIMENSJONERENDE LASTVIRKNING	Håndbok 185 Okt. 2009 Side 152
--	--	--------------------------------------

$$\gamma_2 = \begin{cases} 1,2 \text{ for trafikklast,} \\ 1,0 \text{ for variabel del av vanntrykk og støt- og fortøyningslast fra ferje,} \\ 0,8 \text{ for temperaturlast,} \\ 1,0 \text{ for friksjonslast,} \\ 1,3 \text{ for øvrige variable laster.} \end{cases}$$

Figur 17 Lastkombinering iht. HB 185

Følgende lastkombinasjon vil for Tretten bru være dimensjonerende:
1,2 x P (Permanentlast) + 1,3 x Q (Trafikklast). Se også 4.2.4.

4.2 Analysemodell

Geometri for brua er benyttet som grunnlag for modellen. Det er gjort en forenkling av gangbanen som er utført som en bjelkekonstruksjon. Denne er modellert som en bjelke med en ekvivalent stivhet og masse. Gangbanen er vurdert til å ha minimal påvirkning på global stivhet og forenklingen vurderes til å påvirke resultatene ubetydelig. Av betongkonstruksjoner er kun pilar i akse 3 tatt inn i analysemodellen. De andre opplagrene er vurdert til å ha mindre påvirkning på global statikk da det er glidelager i lengderetning i akse 1 og 2 og fastholding til landkar i akse 4. Akse 3 er innarbeidet for å se på effekten av fastholding i lengderetning av bru via pilarene. Denne ble også benyttet til å se på rotasjonsstivhet mellom søyler og fagverk.

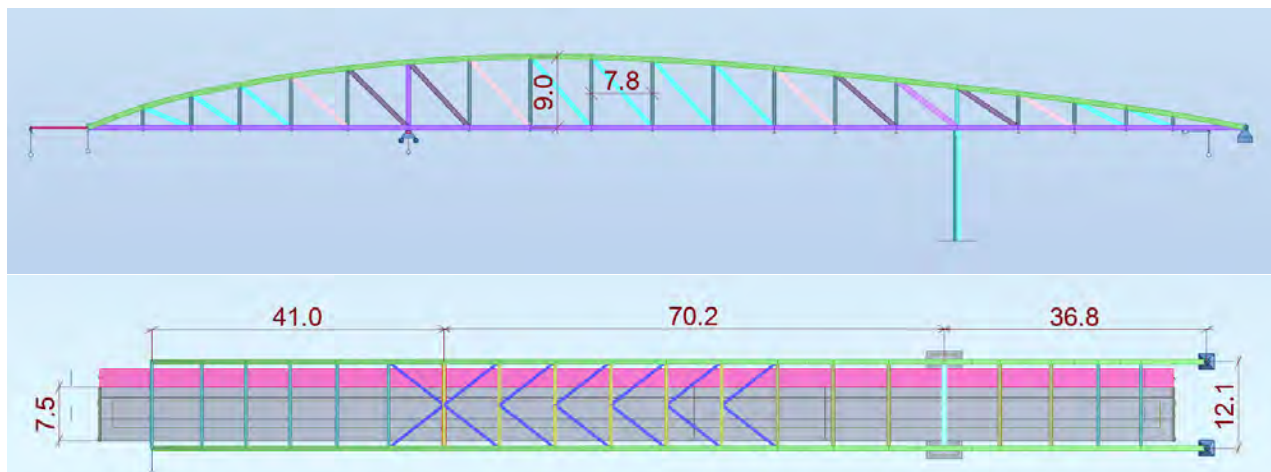
4.2.1 Geometri

Under vises utklipp i 3D fra analysemodell med angitte tverrsnitt.



Figur 18 3D bilde fra Robot analysemodell

Mål på hovedgeometri er angitt på figurer under.



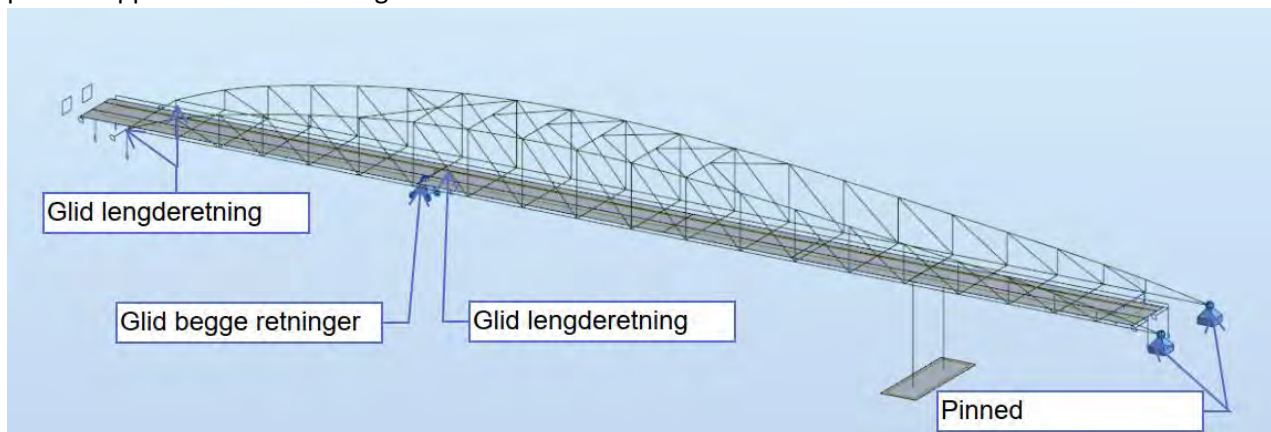
Figur 19 Hovedmål analysemodell

4.2.2 Materialer

Alt limtre er beregnet med limtrekvalitet GL32c iht. NS-EN 14080, stål med kval S355K2W og betong i pilar akse 3 i B45 SV Standard. For lastberegninger er densitet for limtre satt til $5,1 \text{ kN/m}^3$, stål med densitet 77 kN/m^3 og betong i pilar akse 3 med densitet 25 kN/m^3 .

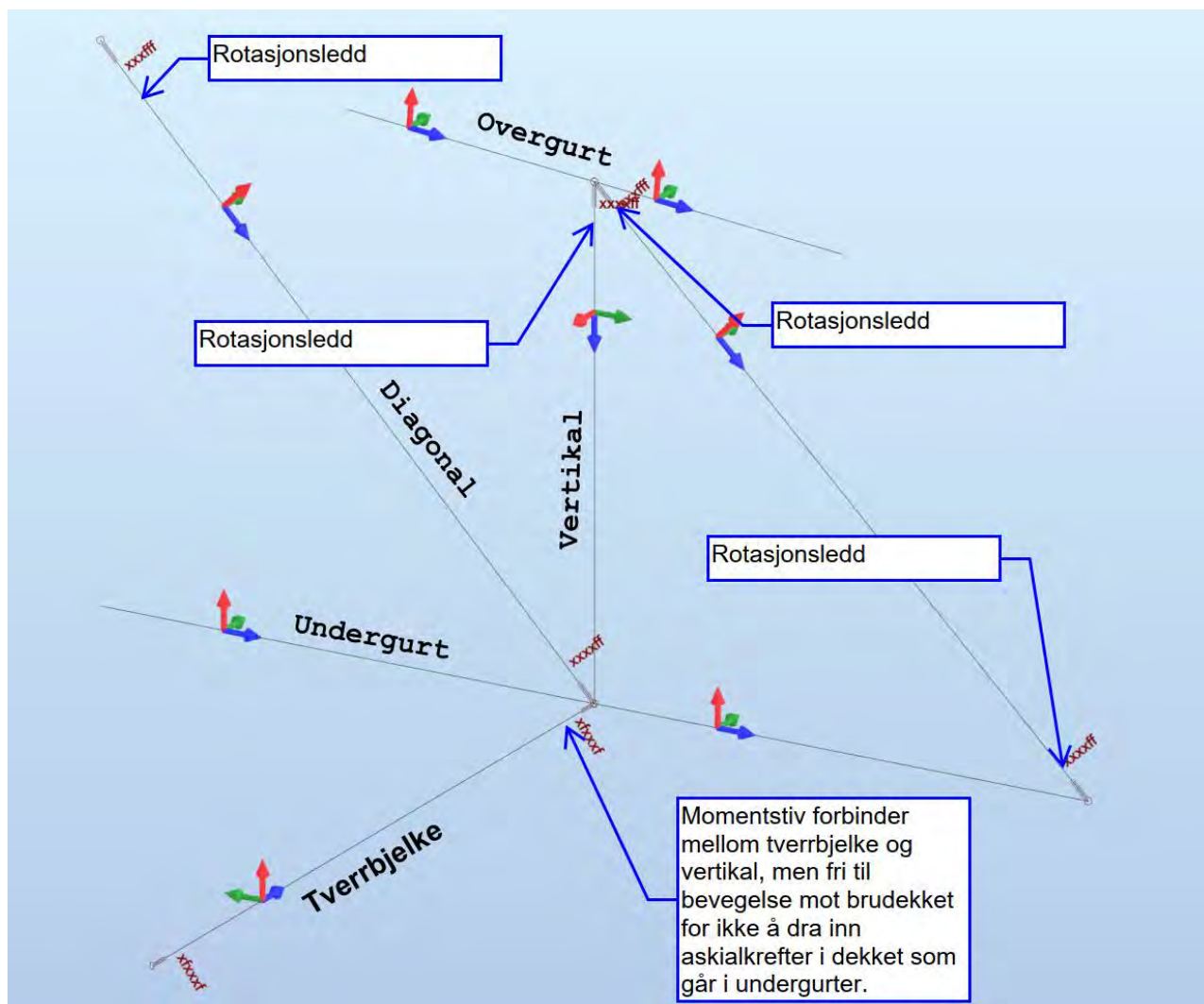
4.2.3 Opplagerbetingelser og frihetsgrader

Opplagerbetingelser for brua er angitt i figur under. Dekket er opplagt glidende i lengderetning for ikke å påvirke opptaket av krefter i fagverket.



Figur 20 Opplagerbetingelser

Typiske endebetingelser for elementer er angitt under. Diagonaler og skjøter i gurter er beregnet leddet i koblinger, stålramme er beregnet som stiv i sitt plan. Det er også gjort vurderinger av effekten av momentstivhet i forbindelser. Dette ga ikke nevneverdig utslag og er derfor ikke medtatt i hovedanalysemodellen.

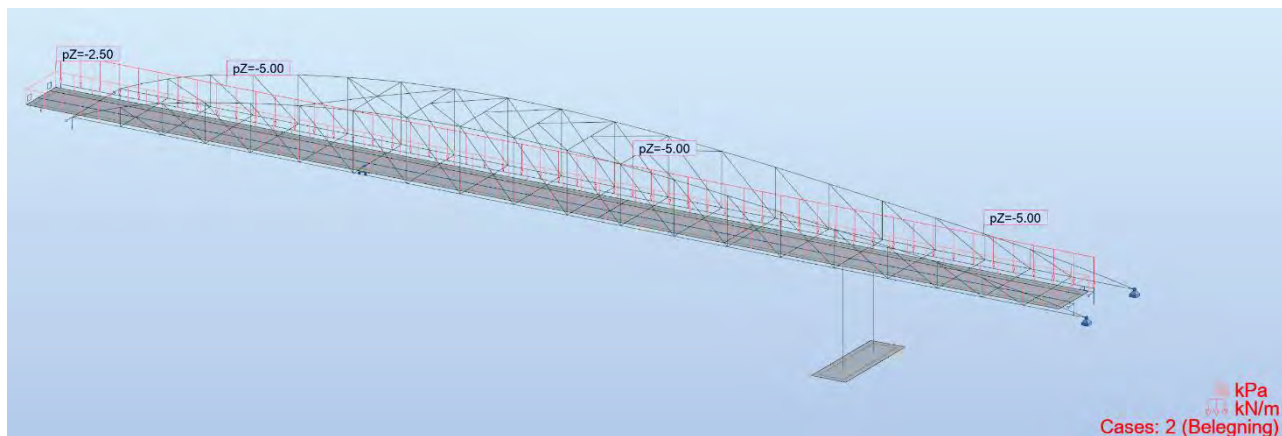


Figur 21 Typiske endebetingelser på elementer

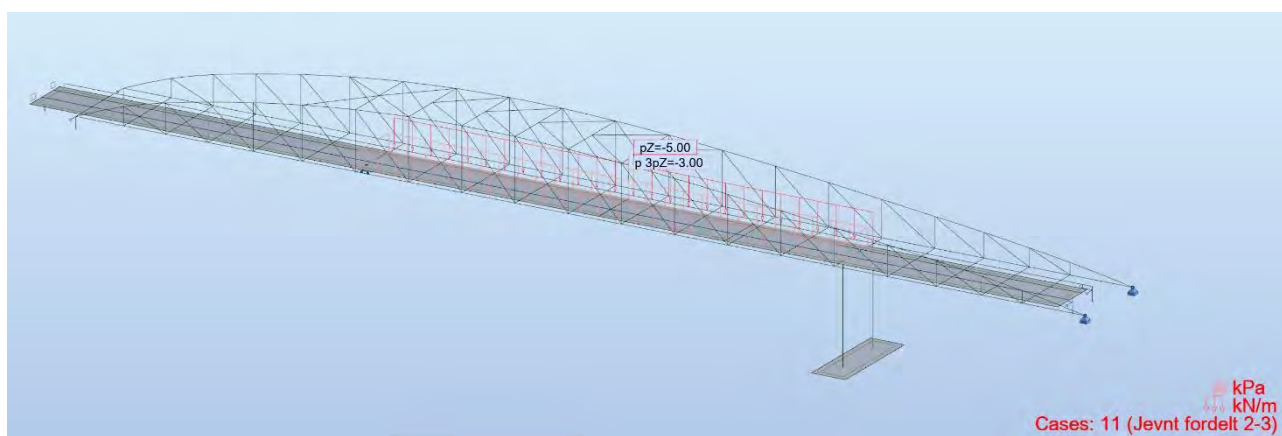
Pilar i akse 3 er modellert med såle opplagt på en antatt representativ fjær med stivhet $KZ = 20000 \text{ kN/m}^2/\text{m}$. Betongsøyler er beregnet momentstivt forbundet mot såle og tverrbjelke. Dekket er lagt med rotasjonsfrihet mot tverrbjelke. Dette for å kunne se på maksimale momenter i overføring mellom tverrbjelke i akse 3 mot fagverk.

4.2.4 Laster og lastkombinasjoner påført i modell

Egenvekt av modellerte elementer medtas automatisk i lasttilfelle DL1. Videre følger oversikt over påførte laster i modellen.

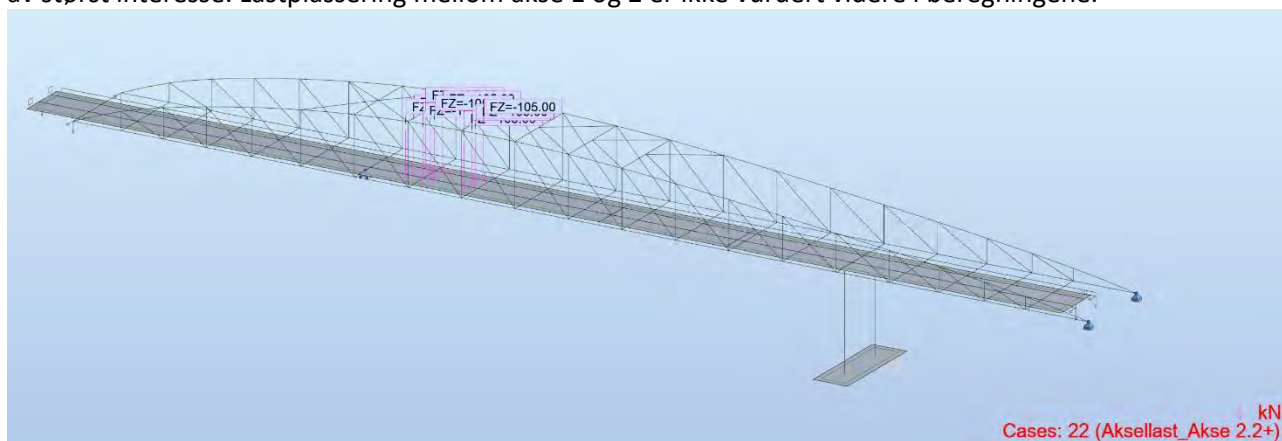


Figur 22 Påført last fra belegning omgjort til linjelast for gs-dekke

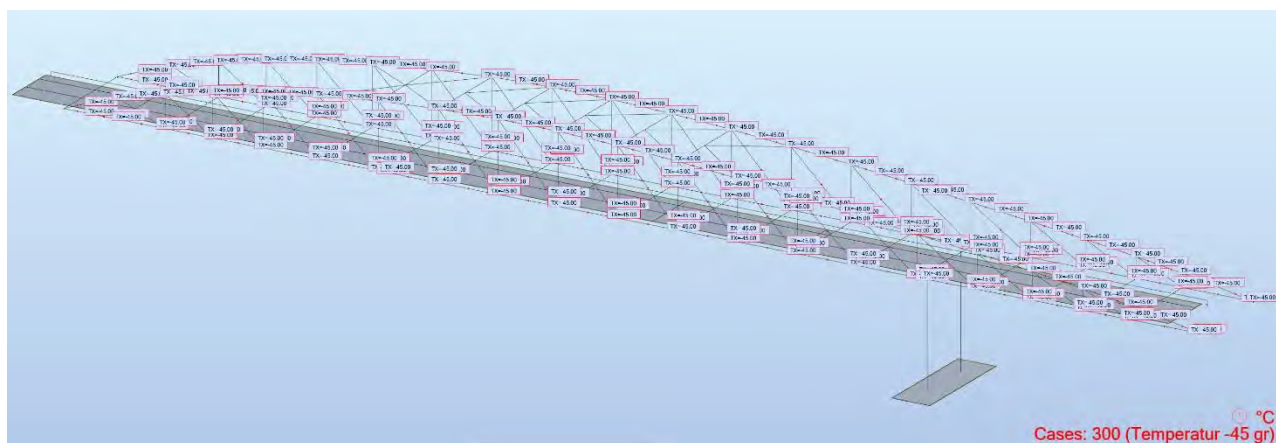


Figur 23 Typisk jevnt fordelt trafikklast i midtfelt

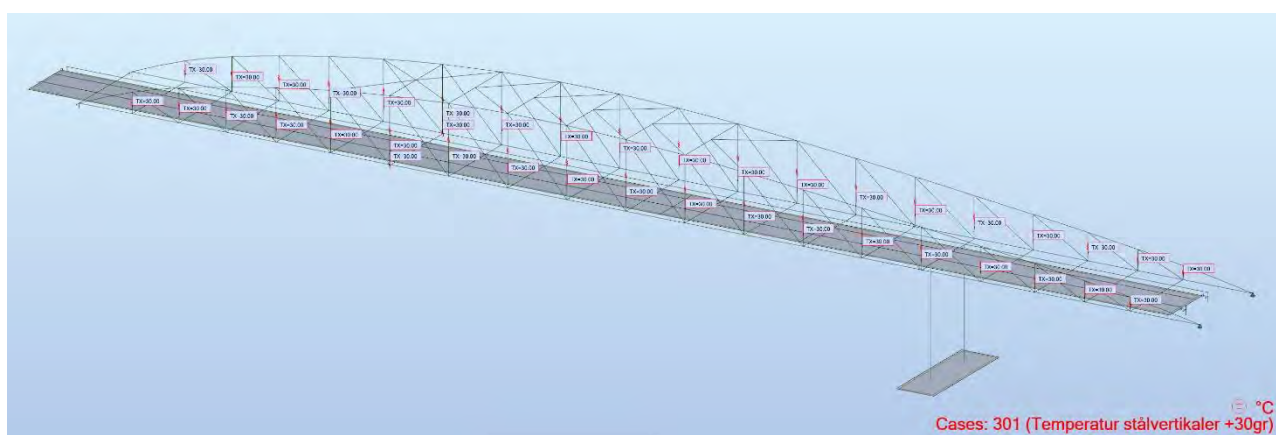
Etter analyser av trafikklast og funn på stedet ble det tydelig at trafikklastplassering mellom akse 2 og 4 var av størst interesse. Lastplassering mellom akse 1 og 2 er ikke vurdert videre i beregningene.



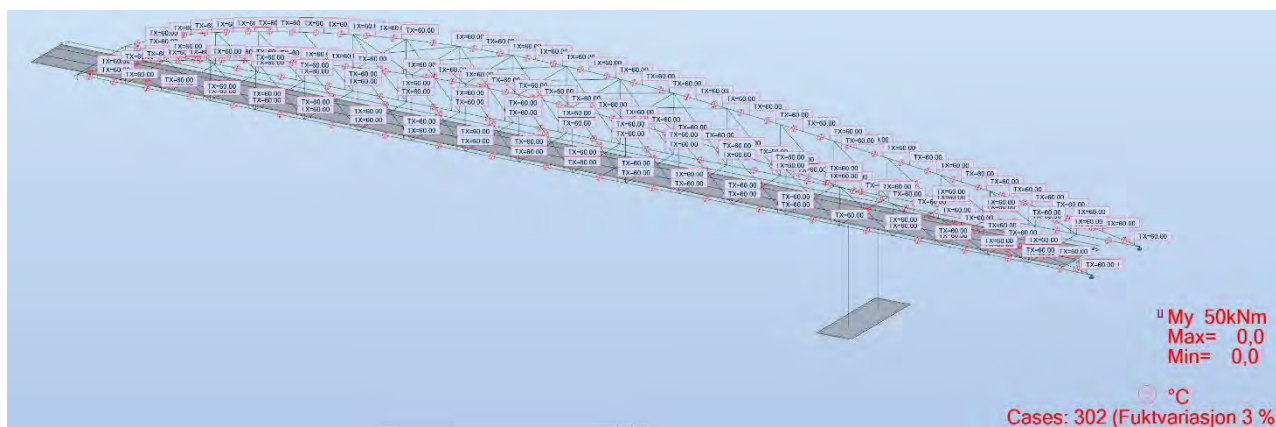
Figur 24 Typisk V1 trafikklast plassert inn mot akse 2



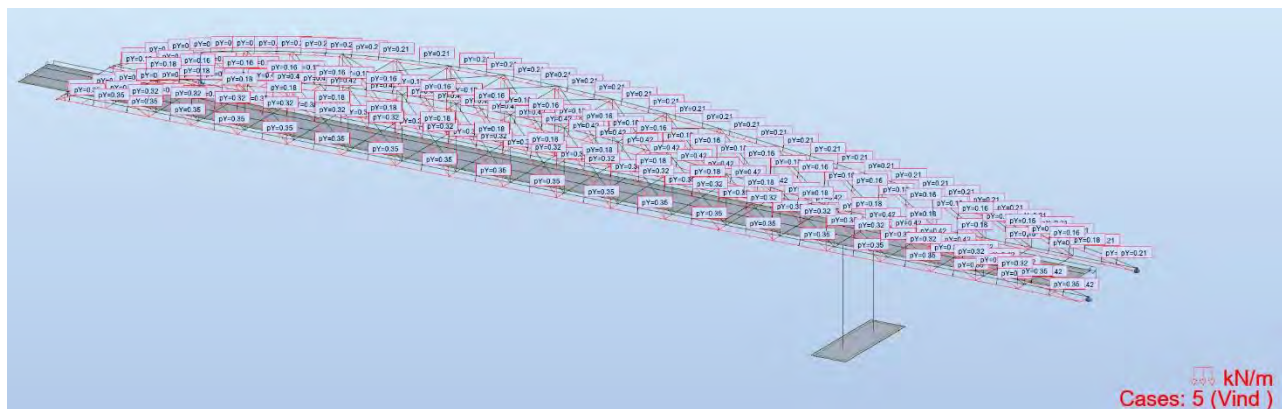
Figur 25 Temperaturlast delta T = 45 °C



Figur 26 Temperaturlast kun på stålvertikaler T = 30 °C



Figur 27 Fuktvariasjon 3 % (Påført som ekvivalent temperaturlast T = 60 °C)



Figur 28 Vindlast på fagverk (hentet fra opprinnelig prosjektering)

Case	Label	Case name	Nature	Analysis type
1	DL1	DL1	Structural	Static - Linear
2	DL2	Belegning	Structural	Static - Linear
5	WIND1	Vind	wind	Static - Linear
10	LL1	Jevnt fordelt 1-2	Category A	Static - Linear
11	LL11	Jevnt fordelt 2-3	Category A	Static - Linear
12	LL111	Jevnt fordelt 3-4	Category A	Static - Linear
20	LL1111	Aksellast feltmidt 2/3	Category A	Static - Linear
21	LL6	Aksellast_Akse 2.1+	Category A	Static - Linear
22	LL8	Aksellast_Akse 2.2+	Category A	Static - Linear
23	LL7	Aksellast_Akse 3-	Category A	Static - Linear
24	LL9	Aksellast_Akse 3+	Category A	Static - Linear
25	LL111111	Aksellast_felt 3/4	Category A	Static - Linear
30	LL11111	Aksellast feltmidt 2/4	Category A	Static - Linear
300	TEMP1	Temperatur -45 gr	temperature	Static - Linear
301	TEMP3	Temperatur stålvorkaler +30gr	temperature	Static - Linear
302	TEMP31	Fuktvariasjon 3 %	temperature	Static - Linear

Figur 29 Oversikt lasttilfeller

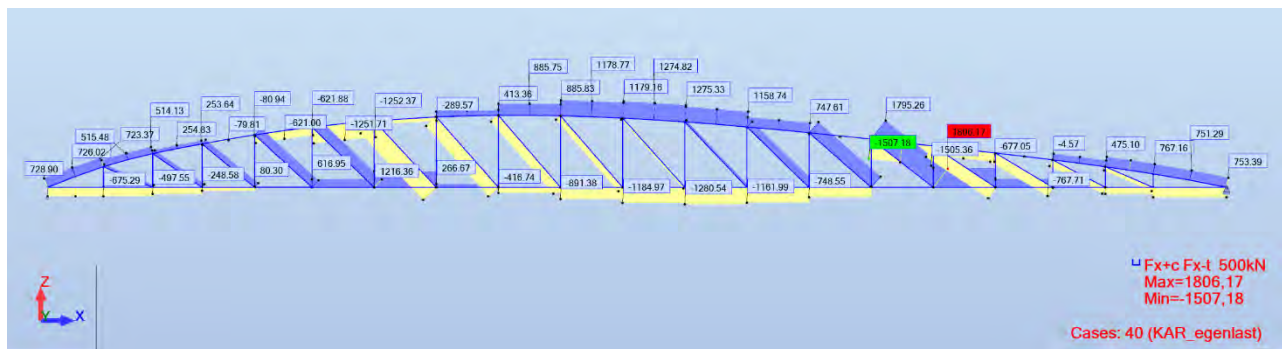
Lastkombinasjoner ble utarbeidet som angitt i Figur 30.

Combinations	Name	Analysis type	Combination	Case nature	Definition
40 (C)	KAR_egenlast	Linear Combinati	SLS	Structural	(1+2)*1.00
50 (C)	KAR_Egen + Trafikk 2/3	Linear Combinati	SLS	Structural	(1+2+20)*1.00
51 (C)	KAR_Egen+Trafikk 2/4	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2+30)*1.00
52 (C)	KAR_Egen+Trafikk Akse2+	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2+21)*1.00
53 (C)	KAR_Egen+Trafikk Akse 3-	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2+23)*1.00
54 (C)	KAR_Egen + Trafikk akse 3+	Linear Combinati	SLS	Structural	(1+2+24)*1.00
100 (C)	ULS_Trafikk 2/3	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.20+(11+20)*1.30
101 (C)	ULS_Trafikk 2/4	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.20+(11+30)*1.30
102 (C)	ULS_Trafikk Akse 2.1+	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.20+(11+21)*1.30
103 (C)	ULS_Trafikk 3-	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.20+(11+23)*1.30
200 (C)	ULS_Trafikk 2/3+JF hele	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.20+(10+11+12+20)*1.30
201 (C)	ULS_Trafikk 2/4+JF hele	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.20+(10+11+12+30)*1.30
202 (C)	ULS_Trafikk Akse 2+JF hele	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.20+(10+11+12+21)*1.30
203 (C)	ULS_Trafikk Akse 3- + JF 2-4	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.20+(11+12+23)*1.30
204 (C)	ULS_Trafikk 3+ + JF 2-4	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.20+(11+12+24)*1.30
205 (C)	ULS_Trafikk felt 3/4 + JF 2-4	Linear Combinati	ULS	Structural	(1+2)*1.20+(11+12+25)*1.30

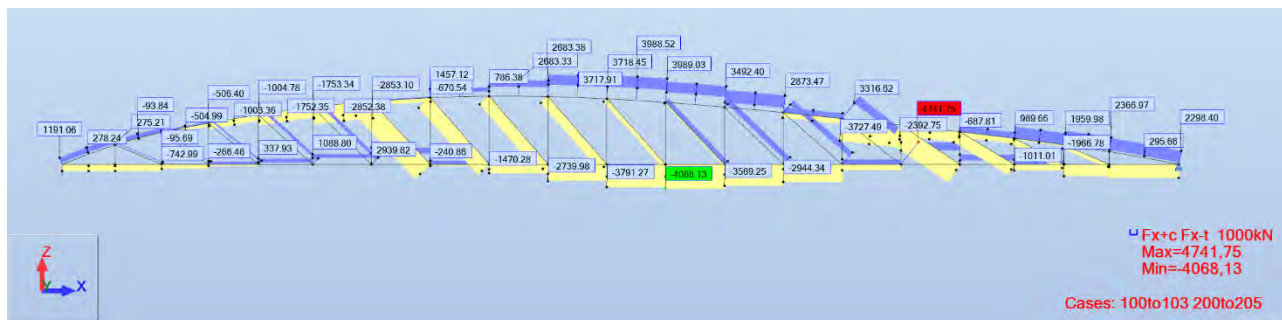
Figur 30 Lastkombinasjoner

4.3 Resultater

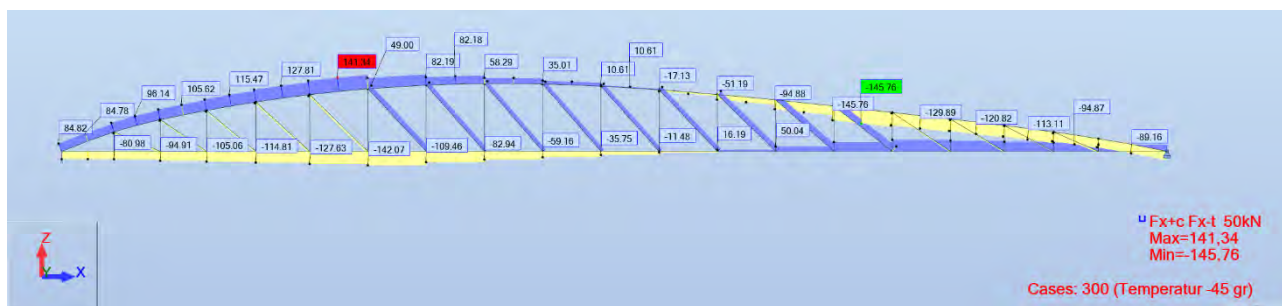
Videre vises oversikt over opptredende aksialkrefter i systemet for angitte lasttilfeller og lastkombinasjoner.



Figur 31 Aksialkrefter fra karakteristisk egenvekt alene



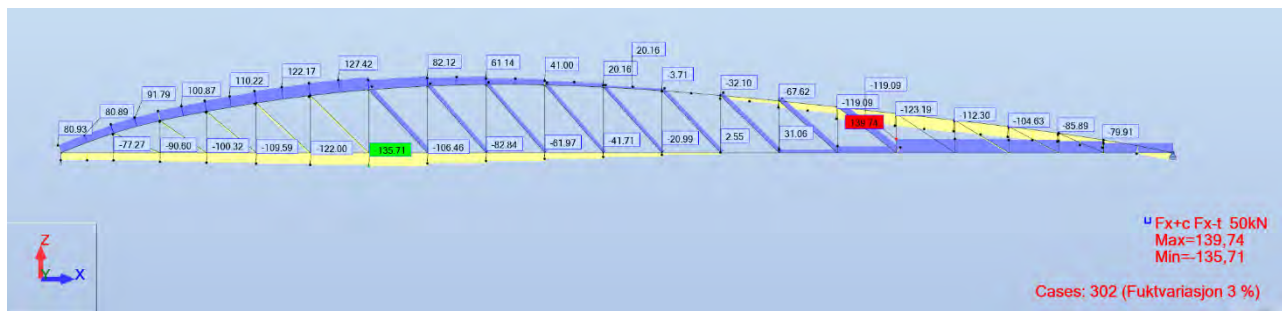
Figur 32 Maks aksialkrefter fra angitte bruddgrensekombinasjoner



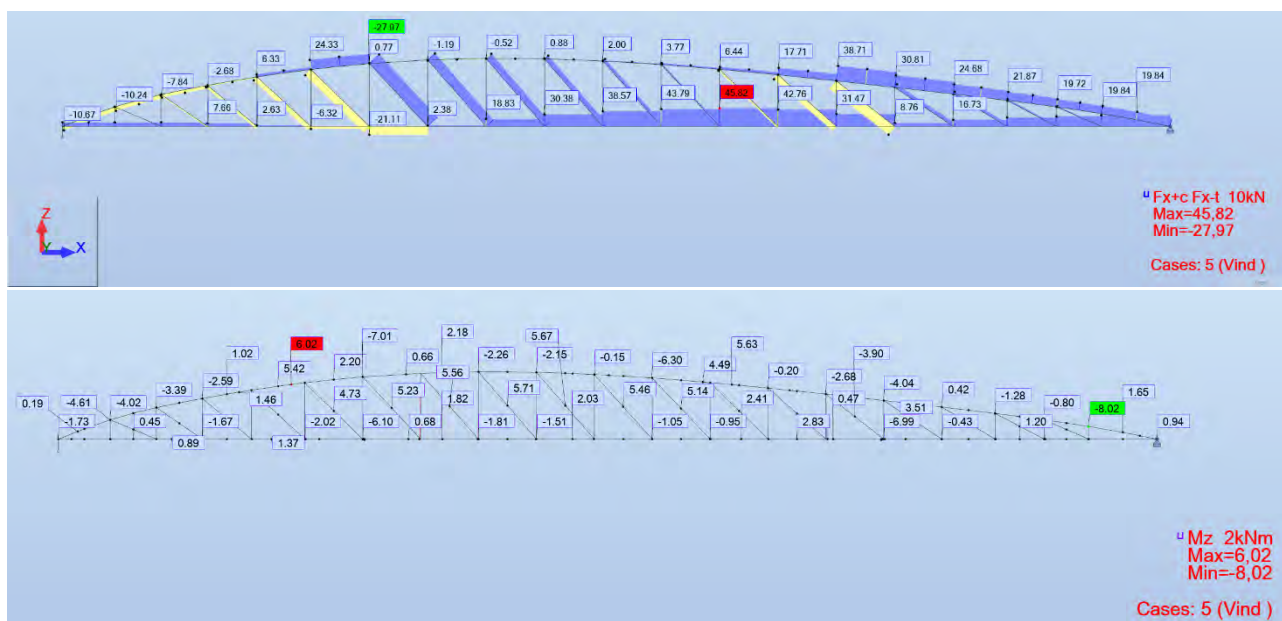
Figur 33 Aksialkrefter fra temperaturlast delta T = 45 °C



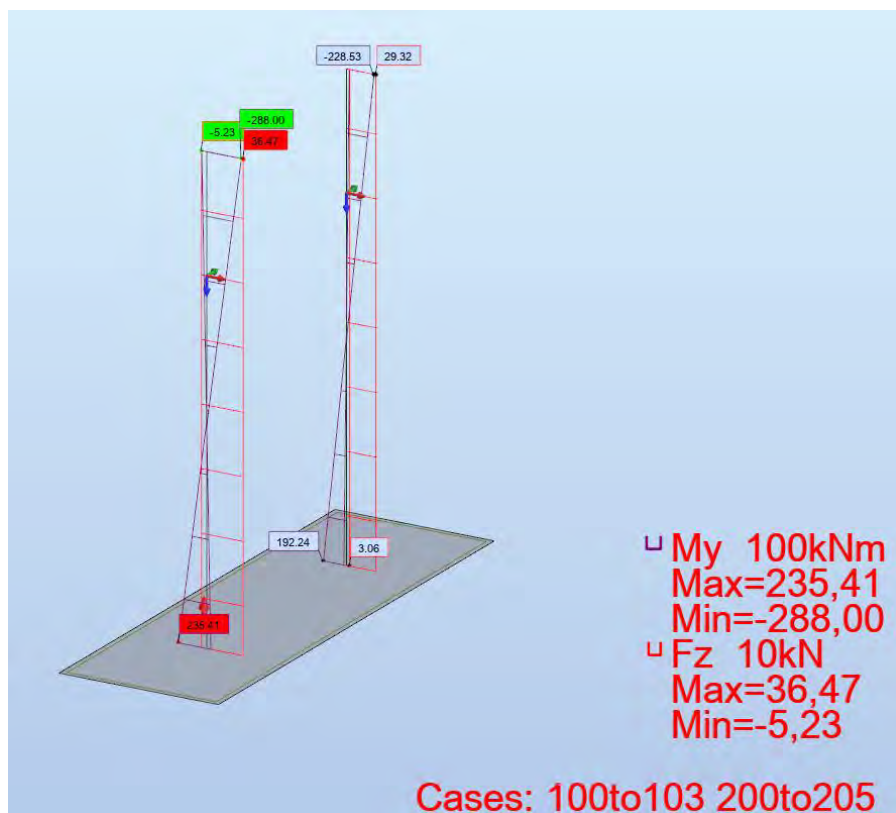
Figur 34 Aksialkrefter fra økt temperatur i stålvirikal



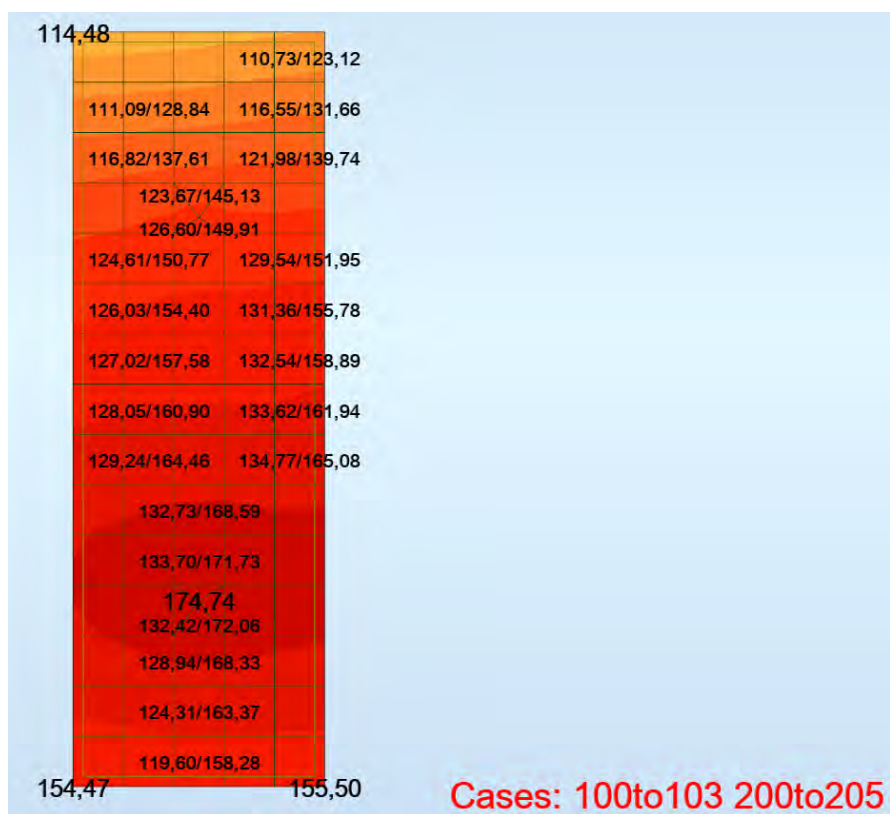
Figur 35 Aksialkrefter fra fuktvariasjon 3 % (Påført som ekvivalent temperaturlast $T = 60^\circ\text{C}$)



Figur 36 Aksialkrefter og tverrmomenter fra vindlast på fagverk



Figur 37 Opp tredende kraft i pilar i lengderetning og moment om lokal y akse

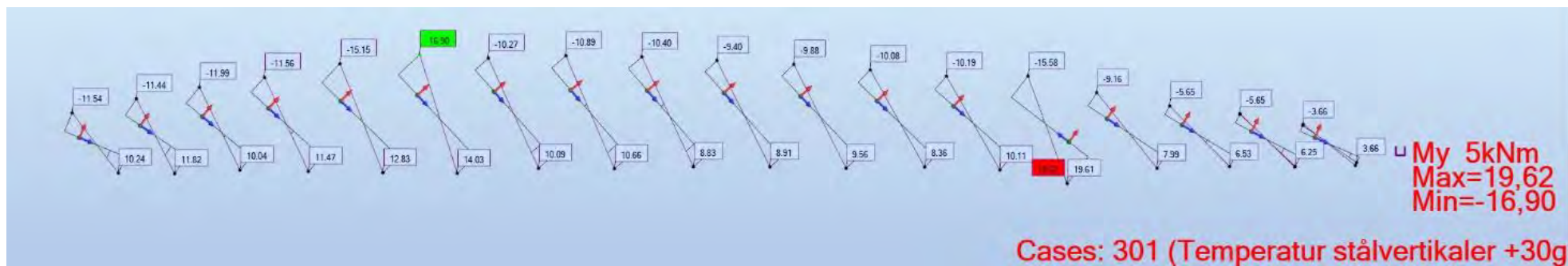
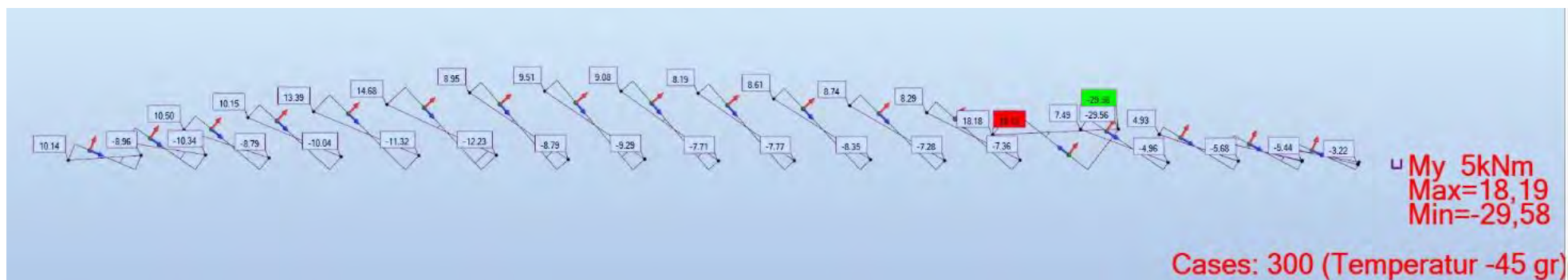


Figur 38 Grunntrykk såle akse 3 for gitte bruddgrensekombinasjoner

4.4 Dimensjonerende kapasitet

Resultater for temperaturlast og fuktvariasjon er vist i Figur 33, Figur 34 og Figur 35. Disse viser en maksimalverdi for aksialkrefter i størrelsesorden under 10 % av bruddgrenseresultater fra trafikk. Det samme gjelder som vist i Figur 36, bidrag fra vind. Som følge av dette er effekt av temperaturlast, fuktvariasjon samt vind sett bort fra i lastkombineringen.

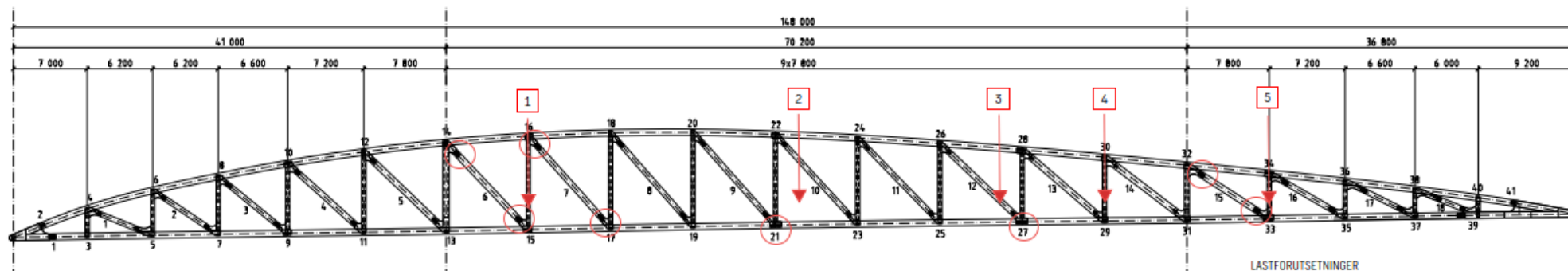
Som vist i Figur 37 og Figur 38 gir analysen relativt beskjedne krefter i pilarer og såler i akse 3 i forhold til kapasitet. Pilarer og såle har en typisk utnyttelse i bruddgrense mindre enn 50 %. Videre analyser av pilarenes og sålens kapasitet er derfor ikke angitt her. Samme gjelder for tverrbjelker og vertikaler i stål. Disse viser en utnyttelse i bruddgrense i området 50-60 %. Tverrbjelke i akse 2 og 3 viser en noe høyere utnyttelse, men er godt innenfor kapasiteten i bruddgrense. For å vurdere effekten av en delvis innspenning i diagonaler mot stålrammene er det også kjørt en analyse hvor diagonaler er fastlåst for rotasjon mot stålrammer for påvirkning av temperatur. Effekten av innspenningsmomenter for vertikallaster er også vurdert.



Figur 39 Bøyemoment i diagonaler ved momentinnspenning til stålramme (resultat gitt for temp.last)

Innspenningsmomenter i knutepunkter for temperatur er vist i Figur 39. Full innspanning angir en vesentlig større rotasjonsstivhet enn realiteten, men dette er vurdert for å se på effekten av innspanning. For de mest utnyttede diagonalene (diagonal 6 og 7) i bruddgrense utgjør momentene, som følge av innspanningen, i kombinasjon med aksialkrefter ca. 5 % økning i utnyttelsesgrad sammenlignet med dimensjonerende aksialkrefter alene.

Gjennom kontrollen av eksisterende konstruksjon opp mot dimensjonerende krefter har det kommet frem at knutepunktene i fagverkene er de komponentene med absolutt lavest kapasitet opp mot opptredende krefter. Under vises oversikt over utvalgte kritiske knutepunkters utnyttelsesgrad opp mot opptredende krefter for bruddgrensekombinasjoner. Knutepunktens dimensjonerende kapasitet er beregnet iht. ref. /1/. Som oversikten viser, har flere av knutepunktene en utnyttelsesgrad i bruddgrense på over 200 %.



Kontroll av utvalgte knutepunkter i bruddgrensetilstanden

Diagonal 6 (KP 14/ KP 15)

M E,d =	0	Medurs = positiv
N E,d =	3600	Strekk = positiv
V E,d =	0	Nedover = positiv
V E,splitting	0	Nedover = positiv

Bruddform	
Utnyttelse	Bruddform
Dybel	1,40 c
Splitting	0,00
Skjærblokk	2,20

Diagonal 7 (KP 16/ KP 17)

M E,d =	0	Medurs = positiv
N E,d =	2800	Strekk = positiv
V E,d =	0	Nedover = positiv
V E,splitting	0	Nedover = positiv

Bruddform	
Utnyttelse	Bruddform
Dybel	1,20 c
Splitting	0,00
Skjærblokk	2,20

Diagonal 8 (KP 18/ KP 19)

M E,d =	0	Medurs = positiv
N E,d =	2100	Strekk = positiv
V E,d =	0	Nedover = positiv
V E,splitting	0	Nedover = positiv

Bruddform	
Utnyttelse	Bruddform
Dybel	1,30 c
Splitting	0,00
Skjærblokk	1,70

Diagonal 15 (KP 32/ KP 33)

M E,d =	0	Medurs = positiv
N E,d =	3350	Strekk = positiv
V E,d =	0	Nedover = positiv
V E,splitting	0	Nedover = positiv

Bruddform	
Utnyttelse	Bruddform
Dybel	1,40 c
Splitting	0,00
Skjærblokk	1,90

KP 21 (høyre), undergurt

M E,d =	0	Medurs = positiv
N E,d =	3850	Strekk = positiv
V E,d =	0	Nedover = positiv
V E,splitting	0	Nedover = positiv

Bruddform	
Utnyttelse	Bruddform
Dybel	1,40 c
Splitting	0,00
Skjærblokk	1,80
Stålplate netto	0,94

KP 27 (venstre), undergurt

M E,d =	0	Medurs = positiv
N E,d =	3700	Strekk = positiv
V E,d =	0	Nedover = positiv
V E,splitting	0	Nedover = positiv

Bruddform	
Utnyttelse	Bruddform
Dybel	1,30 c
Splitting	0,00
Skjærblokk	1,70

KP 27 (høyre), undergurt

M E,d =	0	Medurs = positiv
N E,d =	3100	Strekk = positiv
V E,d =	0	Nedover = positiv
V E,splitting	0	Nedover = positiv

Bruddform	
Utnyttelse	Bruddform
Dybel	1,30 c
Splitting	0,00
Skjærblokk	1,40

LASTFORUTSETNINGER

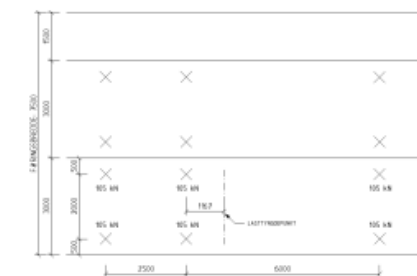
Egenlaster:
 - Treverk, inkl. kreosot, stål (KP) etc.: 6,0 kN/m²
 - Stål: 78,5 kN/m²

Trafikklast iht. HB185 (2009), lasttype V1:
 - Jevnt fordelt, feltvis påført: 3,0 kN/m²
 - Aksellaster, V1: 3x210 kN

Lastkombinering:
 - Brudd: 1,2*G + 1,3*Q

Plassering aksellast i begge felt mot kant, vist med piler på oppriss:

- Aksellast 1: Lasttyngdepunkt over KP15
- Aksellast 2: Lasttyngdepunkt sentrisk mellom A2 og A3
- Aksellast 3: Lasttyngdepunkt sentrisk mellom A2 og A4
- Aksellast 4: Lasttyngdepunkt over KP29
- Aksellast 5: Lasttyngdepunkt over KP33



BEREGNINGSFORUTSETNINGER:

- Limtre: kval. GL32c
- Stål: Genrell kval. S355, platetykkelse 8 mm
- Dybel: Ø12, fu = 700 mPa
- Lastvarighet: Kortidslast
- Klimaklasse: 2
- Grensestilstand: Brudd

Figur 40 Oversikt over kritiske knutepunkters dimensjonerende utnyttelsesgrad i bruddgrense

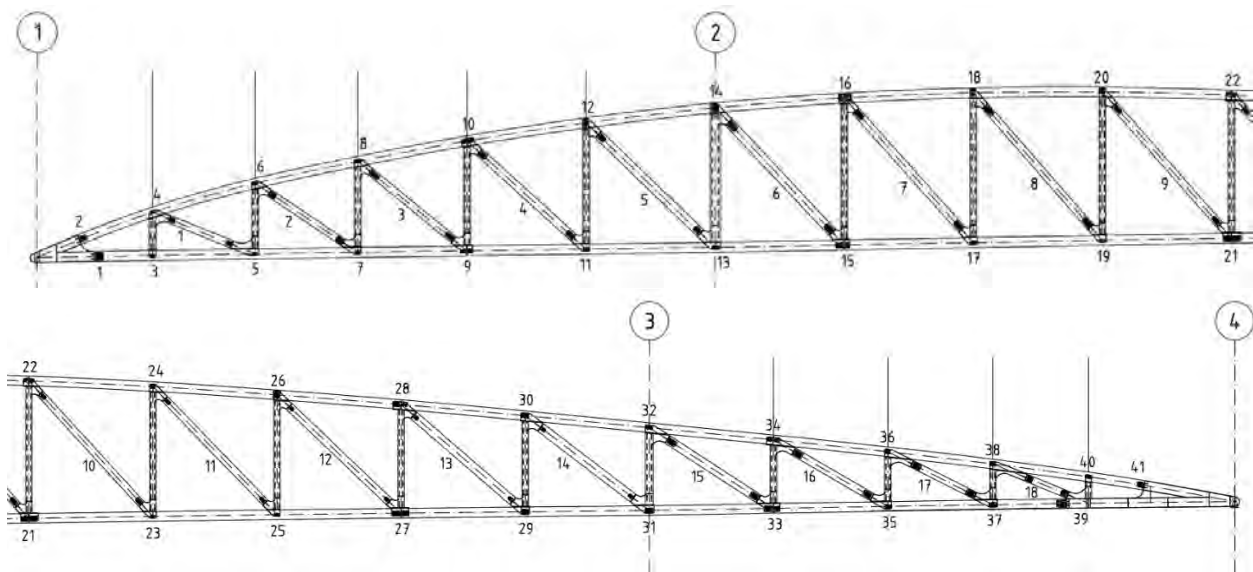
5 Numerisk simulering av bruddutvikling

Arbeidet med numerisk simulering av bruddutvikling baseres på statiske 2D simuleringer av ett av de to fagverkene. Eventuelle 3D effekter er ikke representert i simuleringene. Flere tilnærminger og antagelser er anvendt i simuleringene og det er gjort forskjellige valg for modifisering av modellene. Til tross for usikkerheten rundt modelleringen, så fremstår det en bruddrekkefølge som synes å være forenlig med det observerbare resultatet av kollapsen.

Detaljer i arbeidet kan ses i Vedlegg C.

Følgende forkortelser er benyttet:

D	Diagonal
UG	UnderGurt
OG	OverGurt
-V	Venstre side ift oppriss under
-H	Høyre side ift oppriss under
XX	Tallangivelse av knutepunkt, ref oppriss under



Figur 41 Oppriss av fagverk med akser og nummerering av diagonaler og knutepunkt

5.1 Bruddinitiering

Ved hjelp av numeriske simuleringer er tre forskjellige steder for bruddinitiering undersøkt, nemlig brudd i diagonal 6, diagonal 7 eller i knutepunkt OG 34V som er skjøten i overgurten mellom akse 3 og 4. Ingen andre steder for bruddinitiering anses som aktuelle.

Et initialt brudd i diagonal 6 vil umiddelbart føre til kollaps av brua, så lenge midtspennet belastes med et kjøretøy på nærmere 50 tonn totalvekt. Et tungt kjøretøy med kjøreretning mot øst vil i denne situasjonen forårsake total kollaps av brua. Det er mulig at et brudd i diagonal 6 kan forårsakes av et annet kjøretøy enn det som var på brua under kollapsen, men da må dette kjøretøyet ha kjørt i retning fra øst mot vest, slik at ikke midtspennet ble vesentlig belastet etter at diagonal 6 fikk brudd.

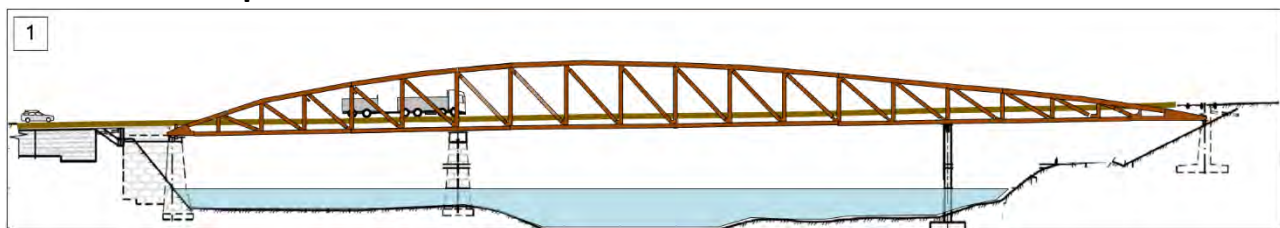
Et initialt brudd i diagonal 7 gir ikke nødvendigvis umiddelbar kollaps av brua. Det er mulig at brua kan stå over en begrenset tidsperiode med dette. I denne situasjonen blir brua betraktelig mykere og kan også gi vridninger hvis en tenker seg at en slik skade opptrer i det ene fagverket først. Hvis en av diagonalene 7 har fått brudd, så vil deformasjoner og økte momenter i innfestingen av diagonal 6, sannsynligvis føre til brudd også i diagonal 6 etter relativt kort tid. Når diagonal 6 ryker så blir resultatet det samme som om diagonal 6 startet kollapsen.

Et initialt brudd i diagonal 6, vil sannsynligvis medføre et brudd i diagonal 7, og omvendt; et initialt brudd i diagonal 7 vil medføre et følgebrudd i diagonal 6 etter kort tid. Mest sannsynlig har begge disse diagonalene fått brudd tidlig i kollapsen.

Med beregninger er det mulig å simulere kollapsen uten at det forutsettes brudd i diagonal 7. Det observerte bruddet i diagonal 7 må i dette tilfellet bli en konsekvens av fagverkets sammenstøt med elvebunnen.

Et initialt brudd i skjøten av overgurten ved akse 3 (OG 34V) gir kun marginale endringer i kraftbildet for de deler av brua som påviselig har fått brudd, så dette ser ikke ut til å være kritisk for brua med den aktuelle belastningen som var på brua under kollapsen.

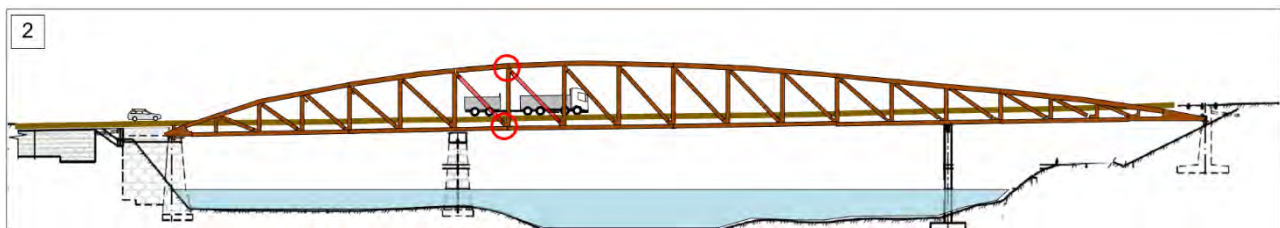
5.2 Bruddforløp



Figur 42 Bru før sammenbrudd

Mest trolig har bruddet startet i diagonal 6 eller 7 og begge diagonalene har feilet.

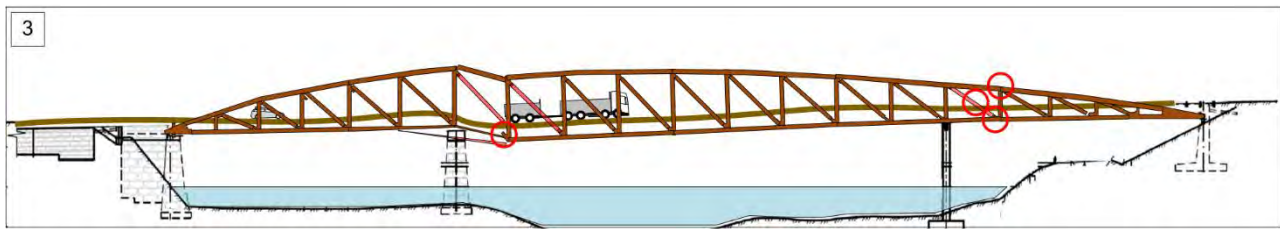
Som en konsekvens av dette fikk undergurten ved akse 2 (UG 13H) for stort moment kombinert med stor strekk-kraft og fikk brudd. Dette elementet har en skjøt i undergurten i knutepunkt 15, så dette elementet faller trolig ned.



Figur 43 Sammenbrudd i knutepunkt i diagonal 6 eller 7

Når en vesentlig del av stivheten forsvant på høyresiden av akse 2, økte belastningen i knutepunktet i overgurten ved akse 3 som har en skjøt (OG 34V). Denne kom nå godt over kapasiteten i skjøten (dybler eller splitting) og fikk brudd.

Bruddet i undergurten ved akse 2 samt bruddet i OG 34V ga dermed for stort moment i overgurten ved akse 2 i knutepunktene OG 14H og OG 16V. Overgurten ved akse 2 har en utstøpt skjøt i OG 16V og denne klarte ikke å overføre momentet, så dette elementet fikk fullt brudd og falt trolig ned.



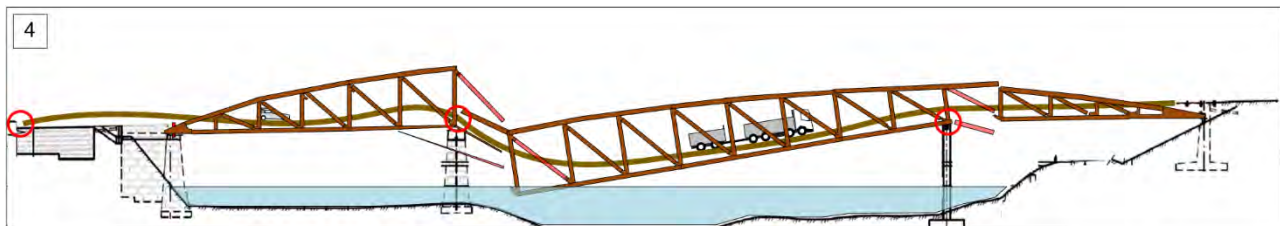
Figur 44 Brudd i undergurt ved akse 2 og i diagonal og gurt øst for akse 3

Ved akse 2 var det nå kun dekket som representerte kontinuiteten i konstruksjonen.

Manglende stivhet ved akse 2 og bruddet i OG 34V ga til sammen for store momenter i overgurt ved knutepunkt 18, og ga trolig et momentbrudd i overgurt her.

Manglende stivhet ved akse 2 og bruddet i OG 34V ga til sammen for stort moment og aksialkraft i diagonal 15 i denne fasen og dermed brudd i denne.

Uten diagonal 15 var det kun vertikal stivhet i undergurt ved knutepunkt UG 33 til høyre for akse 3. Knutepunkt 33 er en skjøt i undergurt og denne hadde i praksis nesten ingen rotasjonsstivhet eller momentstyrke. Motstanden mot rotasjons ved akse 3 måtte derfor ivaretas av søylen ved akse 3. Festet av søylen i akse 3 til fagverket ble utført med en beskjeden boltegruppe og kunne ikke under disse omstendighetene overføre et moment som tilsvarte spenninger på over 2000 MPa i søylen. Festet av fagverket til søylen fikk dermed brudd.



Figur 45 Brudd i diagonal 15 ved akse 3 og i innfesting av tverrbærer til søyler

Også ved akse 3 var det nå kun dekket som representerte horisontal kontinuitet av brua.

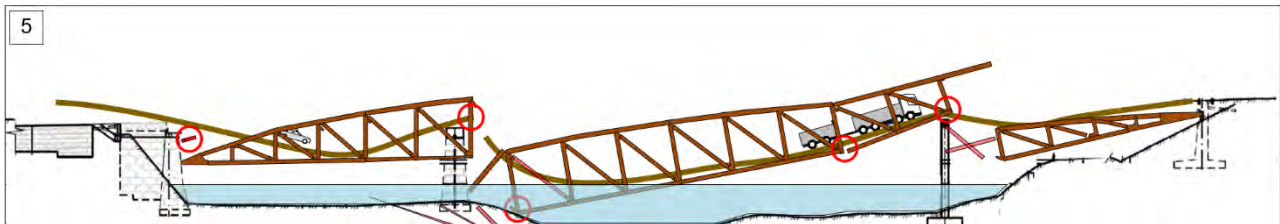
Det videre bruddforløp ble styrt av aksialkreftene og momentene i dekket. I denne fasen var opplagerbetingelsen i aksene og lastplasseringen avgjørende. Lastebilen med totalvekt på 50 tonn var mellom akse 2 og 3 (i midtspennet). Opplagerbetingelsene ved akse 1 og 2 var glidelager i horisontal retning (+/- ca. 50 mm) og vertikal understøttelse. Akse 3 var i denne fasen understøttet av en søyle delvis innspent ved fundamentet og denne ga etter momentbruddet kun vertikal understøttelse av dekket ved akse 3. Akse 4 hadde et fast, men momentfritt lager.

Når dekket begynte å bøye seg ned til høyre for akse 2, fikk det bøyespenninger og membran (aksial) spenninger pga. de store deformasjonene. Membranspenningene trakk brudelen mellom akse 1 og 2 til høyre mot elven, helt til tverrbæreren i akse 1, som roterte om egen akse, hvelvet og ikke lenger understøttet fagverket i oppleggs punktene. Omtrent samtidig ble tverrbæreren i akse 2 dratt av fundamentet. Når fagverket ikke lenger hadde understøttelse i akse 2 falt det ned og drog med seg tverrbæreren ut i elven ved akse 1.

Den horisontale trekk-kraften som har trukket brudelen mellom akse 1 og 2 ut i elva har trolig vært i størrelsesorden 140 til 150 kN. Denne er ikke større enn at de vertikale kontaktkreftene og friksjon mellom

tverrbærerne og tredekket kunne ha vært tilstrekkelig til å overføre den nødvendige kraften. I tillegg har det vært kontaktkrefter mellom styrefinnene i tverrbærerne og tre-dekket. Tredekket har trukket i brudelen mellom akse 1 og 2 helt til momentene i tredekket ble så store at det knakk på to steder; ved knutepunkt UG 13 og UG 15, og kontinuiteten i membrantilstand forsvant.

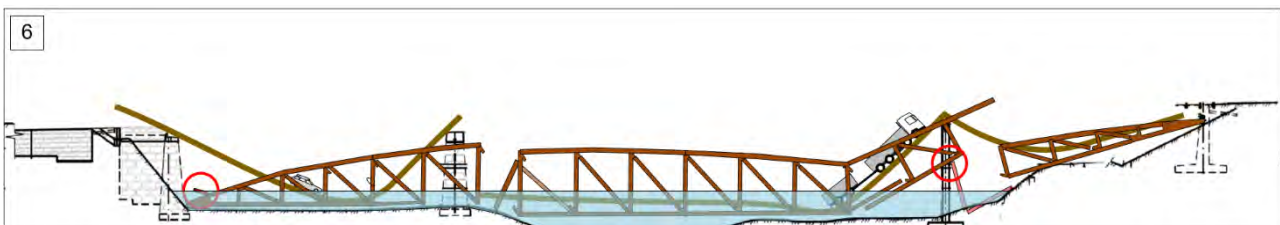
Fagverket mellom akse 3 og akse 4 falt trolig ned da diagonal 15 gikk til brudd og kun dekket og undergurten mellom UG 31-33 var igjen. Denne undergurten fikk da store momenter og hadde skjøt i UG 33 som tålte minimalt med moment. Egenvekten ble i denne tilstanden for stor.



Figur 46 Tverrbærer faller ned i akse 1 og 2. Brudd i dekket ved akse 2 og 3

Trolig skjedde mesteparten av kollapsen ved akse 2 før fagverket brøt sammen til høyre for akse 3. Bruddet ved akse 3 ble forårsaket av bruddet ved akse 2 og det krevdes at det utviklet seg en viss rotasjon av midtspennet ved akse 3 før momentet tok forbindelsen mellom tverrbærerne i akse 3 og fagverket, og fagverket mistet understøttelsen i akse 3.

Det observerte bruddet ved knutepunkt UG 27 anses som en følgeskade av sammenstøtet mellom en del av midtspennet og elvebunnen. Når brua faller fritt ned med 5 til 10 meters fallhøyde og brått blir stoppet når den når elvebunn og akse 3, så vil effekten av all masse involvert mangedoble belastningen i forhold til statisk tilstand og ett eller flere brudd vil nærmest være uunngåelig. De samme forholdene gjør seg også gjeldende for de andre bruddene som kunne observeres etter kollapsen.



Figur 47 Total kollaps av brua

5.3 Kommentar

Denne vurderingen baseres seg på et enkelt kjøretøy med totalvekt på 490 kN, og som vist her så gir ikke denne lasten noen overbelastning på brua. Ett eller annet konstruksjonselement må fjernes fra brua for at en kollaps skal kunne utvikle seg.

6 Gjennomgang av konstruksjon og skader i lys av antatt bruddforløp

Det er i vedlegg D foretatt en gjennomgang av konstruksjonens skader og brudd i lys av antatt bruddforløp. Alle skader som kan ha hatt betydning for bruddforløpet og som er funnet ved hjelp av bilder og inspeksjoner, er gjennomgått og vurdert. I tillegg er det utført sammenligninger mellom hvor store krefter som må til for å påføre skadene, med størrelsen på kreftene i de aktuelle delene av konstruksjonen, bestemt med FEM analysene.

Beregningene med FEM er utført med et plant statisk rammeprogram som tar hensyn til store forskyvninger. Det er ikke utført noen form for dynamiske analyser, slik at informasjon om rekkefølge og tid er mangelfull. Imidlertid anses dette å ha liten betydning for bruddforløpet.

På bakgrunn av de numeriske simuleringene, har det i dette arbeidet vært antatt at det første bruddet skjedde til høyre for akse 2, enten i diagonal 6 eller 7.

Oppsummeringsmessig er det ikke påvist skader som ikke er i samsvar med det beregnede bruddforløpet. Det er ikke funnet skader som ikke kan ha blitt påført av kraftfordelingen bestemt fra FEM beregningene. Det forslåtte bruddforløpet, underbygd av FEM beregninger, forklarer hvordan Tretten bru brøt sammen og skadene oppsto.

7 Eksperimentell undersøkelse av trematerialer fra Tretten bru

Det er i vedlegg E rapportert at det har blitt utført strekkprøving, bøyepøving, trykkprøving og forsøk med blokkutrivning på material GL32c i sonen med T14,5 lameller. Materialet som er prøvd kommer fra diagonal 13B på Tretten bru. Prøvene er å betrakte som stikkprøver, det er et altfor lite antall til å betraktes som en fullverdig materialkarakterisering.

Det er godt samsvar mellom strekkfastheten bestemt med kombinasjonen av trykk og bøyingsforsøk, og forsøkene med blokkutrivning.

Prøveresultatene for diagonal 13B antyder at for denne diagonalen ligger strekkfastheten noe over 30 MPa.

Fra sorteringsprosedyrer av T14,5 er det kjent at karakteristisk verdi for strekkfasthet er 14,5 MPa og midlere strekkfasthet ligger på 29 MPa. For dimensjonering er det karakteristisk strekkfasthet som skal benyttes.

Oppsummeringsmessig er det ikke påvist forhold som indikerer at materialet i T14,5 lamellene fra diagonal 13B med limtre av kvalitet GL32c, ikke er i samsvar med krav til T14,5 lameller i EN 14080. Effektiv strekkstyrke for blokkutrivning basert på stikkprøvene fra diagonal 13B ligger trolig litt over 30 MPa. Det anbefales at verdien 29 MPa benyttes som middelverdi for strekkfasthet, siden denne verdien er basert på anerkjente sorteringsprosedyrer og et mye større prøveantall, og har derfor bedre statistisk grunnlag. Det er funnet at blokkutrivning er den bruddformen som gir minst strekk-kapasitet av forbindelsen, betraktelig mindre enn kapasiteten til dybelgruppen.

8 Mulige årsaker til brudd i diagonaler

Det er i vedlegg F utført supplerende vurderinger av mulige bruddårsaker i de utpekte knutepunkter basert på:

- Inspeksjon og bildemateriale fra diagonalene 6 og 7 samt deres innfesting i knutepunktene..
- Statisk bruddstyrke og mulig overbelastning.
- Lastbilde for mulig utmatting og utmattingsmotstand av brudene.

Kollapsen av Tretten bru skjedde samtidig med at en lastebil med henger passerte over brua fra vest i retning øst. Vogntoget hadde en totalvekt på anslagsvis 50 tonn. Det er klart at denne lasten alene ikke har forårsaket bruddet, denne lasten overbelaster ikke brua så lengde styrken er intakt. Det må bety at styrken ikke lenger var intakt når denne lastebilen skulle krysse brua fra vest mot øst om morgenen den 15. august 2022. Det er også klart at det tidligere har kjørt tyngre kjøretøyer over brua med mere enn 490 kN totalvekt (opp mot 970kN spesialtransport i april 2015) uten at det har vært rapportert om skader.

- Fra inspeksjon av skadde brudeler har trolig første brudd skjedd i tilknytning til en vertikal mellom knutepunktene 15 og 16 (T15-16). På disse vertikale hadde både overgurten og undergurten en skjøl, samt at både diagonal 6 (UG15) og diagonal 7 (OG16) var festet til denne vertikalen.
- Brua hadde redusert styrke om morgenen den 15. august 2022 kl. 07:33. Dette kan enten skyldes skadeutvikling akkumulert over tid, eller en påført overbelastning rett før brukollapsen.
- Flere ekstreme lasttilfeller med tung trafikk har blitt vurdert, men den kvasistatiske belastningen overskrider ikke på noe sted beregnet forventet kapasitet. Forventet kapasitet er basert på middelverdier for fasthet, uten sikkerhetsfaktorer. Mest belastet er diagonalene 6B og 7B med opptil 84 % belastning av forventet kapasitet. Spesialtransporten i 2015 ga belastninger opp mot 75 – 80 % av forventet kapasitet, men siden brua har i vært i normal funksjon i mer enn 7 år etterpå, er det opplagt at den statiske kapasiteten var større enn kreftene fra spesialtransporten. Det er ikke funnet indikasjoner på at Tretten bru hadde hatt ekstrem belastning i tiden rett før brukollapsen. Det er derfor lite trolig at kvasistatisk overbelastning har funnet sted på brua og forårsaket kollapsen.
- Fra kolonnen til høyre i Tabell 27 i vedlegg F, sees det at 3 diagonaler har fått (beregningmessige) utmattingsskader, sortert etter skadeomfang: diagonal 7, 6 og 16. Diagonal 7 peker seg ut som den suverent mest utsatte for utmatting, og for denne diagonalen er levetiden langt overskredet. Diagonal 6 har også overskredet sin levetid med god margin, mens diagonal 16 anses som å ha nådd sin levetid.
- For samtlige konstruksjonsdeler med oppnådd levetid, er blokkutrivning med strekk som middelspanning den aktuelle bruddformen.
- Årsaken til at utmatting blir kritisk for diagonalene 7, 6, og 16 er at dybelgruppene er veldig smale og konsentrerer strekkspanningen over et lite, lastbærende tverrsnittsareal. De sykliske strekkspanningene fra tungtrafikk blir da veldig store, og dette driver utmattingen raskt frem mot brudd.
- De aller fleste av knutepunktene på Tretten bru har ganske lavt spenningsnivå, og forventet levetid vil være mange hundre år.
- Mest trolig har diagonal 7 mistet sin styrke først, men dette gir ikke nødvendigvis kollaps av brua, men økte deformasjoner, momenter og skader på gjenværende deler. Brua kan fortsatt bære trafikk, men ikke nødvendigvis de største lastene.
- Deretter har diagonal 6 fått brudd, og etter et brudd i diagonal 6, så er gjenværende bæreevne mindre enn belastningen fra vogntoget på ca. 50 tonn som kjørte inn på brua 15. august 2022 kl. 07:33.
- Statistisk spredning av materialeegenskaper medfører en mulighet for at rekkefølgen mellom bruddene i diagonal 6 og 7 er motsatt, dvs. diagonal 6 får brudd før 7.

9 Tekniske undersøkelser av situasjonen før kollaps

Det er i vedlegg H redegjort for supplerende tekniske undersøkelser utført i regi av SHK for situasjonen forut for kollapsen i form av:

- Ettergåelse av radarmålinger for å undersøke mulige oppståtte forskyvninger i brukonstruksjonen
- Undersøkelse av fartsskriverdata fra vogntoget som var på brua under kollapsen
- Trafikkdata fra trafikkregistreringsstasjon

Undersøkelsene gir ikke-konklusive indikasjoner på svekkelse av brukonstruksjonen før kollaps.

10 Hovedkonklusjoner

Om morgenen den 15. august 2022 kl. 07:33 kollapset Tretten bru og falt ned i Gudbrandsdalslågen og på E6. En ekstern faggruppe ble kort tid etter samlet av Statens Vegvesen, og deretter underlagt Statens Havarikommisjon i arbeidet med å finne årsaken til kollapsen.

En rekke hypoteser til årsaken til kollapsen har blitt undersøkt av den eksterne faggruppen basert på eksterne innspill og tilgjengelig grunnlagsmateriale, samt egne undersøkelser og diverse testing av elementer fra kollapset bru.

Fra dette arbeidet synes den mest sannsynlige årsaken til kollapsen å være såkalt «blokkutrivning» i en av diagonalelementene av tre nær elvefundamentet i vestre del av elva. Denne konklusjon støttes av utførte etterregninger av kapasiteten i gjeldende knutepunkter i aktuelle diagonaler, av beregnede kollapsscenarioer, av vitneobservasjoner samt av vurderinger av billedmateriale og bruelementer fra etter kollapsen.

En slik bruddform kan teoretisk utløses av en momentan overbelastning fra trafikk eller fra en gradvis svekkelse av kapasiteten på grunn av gjentagende tung belastning fra trafikk (såkalt *utmattning*), evt. sammen med andre effekter. Ut fra kjent informasjon om tunge kjøretøy på brua, og tatt i betraktning at det var en relativt lav belastning på brua ved kollapsen, er det overveiende sannsynlig at aktuelt bruddsted har vært utsatt for svekkelse over tid.

Etterregning av knutepunktene i aktuelt område viser en klar overutnyttelse av kapasiteten i forhold til gjeldende regelverk for prosjektering, og den aktuelle bruddformen er blokkutrivning. Dette er en bruddform som gjeldende regelverk krever at det skal sjekkes for, men som ikke ble omhandlet i regelverket som lå til grunn for prosjekteringen av Tretten bru. Etterregningen etter nytt regelverk gir en utnyttelsesgrad på godt over 200% i forhold til kapasitet i bruddgrensetilstand. Dimensjonerende bruddgrensetilstand inkluderer sikkerhetsfaktorer både på last og motstand. En utnyttelsesgrad av denne størrelsesorden indikerer at brudd kan skje for de største lasttogene, eller en samling av flere slike. Det er imidlertid ingenting som tyder på at brua har vært utsatt for en slik belastning direkte forut for kollapsen.

Belastningen på brua da den kollapset, var betydelig lavere enn det den var prosjektert for, eller som den beviselig har vært utsatt for tidligere. Faggruppen finner det derfor overveiende sannsynlig at kritiske deler av brua var degradert før kollapsen, og da trolig pga. utmattning. Den høye utnyttelsesgraden for statisk belastning tyder også på at knutepunktene, selv med moderat trafikk på brua, gjentatte ganger har fått en belastning som langt overgår det knutepunkt i trekonstruksjoner regelmessig skal utsettes for. Utmattning gir en uforholdsmessig raskere degradering ved høy belastning enn ved lav belastning. Den høye belastningen har dermed ført til en betydelig raskere degradering av kapasiteten enn det som hadde vært

tilfelle dersom blokkutrivning hadde vært tatt hensyn til i prosjekteringen. En etterregning av utmattingskapasiteten i aktuelle knutepunkt basert på antatt omfang av tungtrafikk støtter oppunder dette som sannsynlig årsak til kollapsen.

Etter kollapsen av Perkolo bru i 2016 ble Tretten bru etterregnet etter gjeldende regelverk av Statens Vegvesen. Man fant da de samme overutnyttelsene som ekstern faggruppe har beregnet, og anbefalte at brua ble forsterket på disse punktene. En slik forsterkning ble aldri gjennomført.

11 Referanser

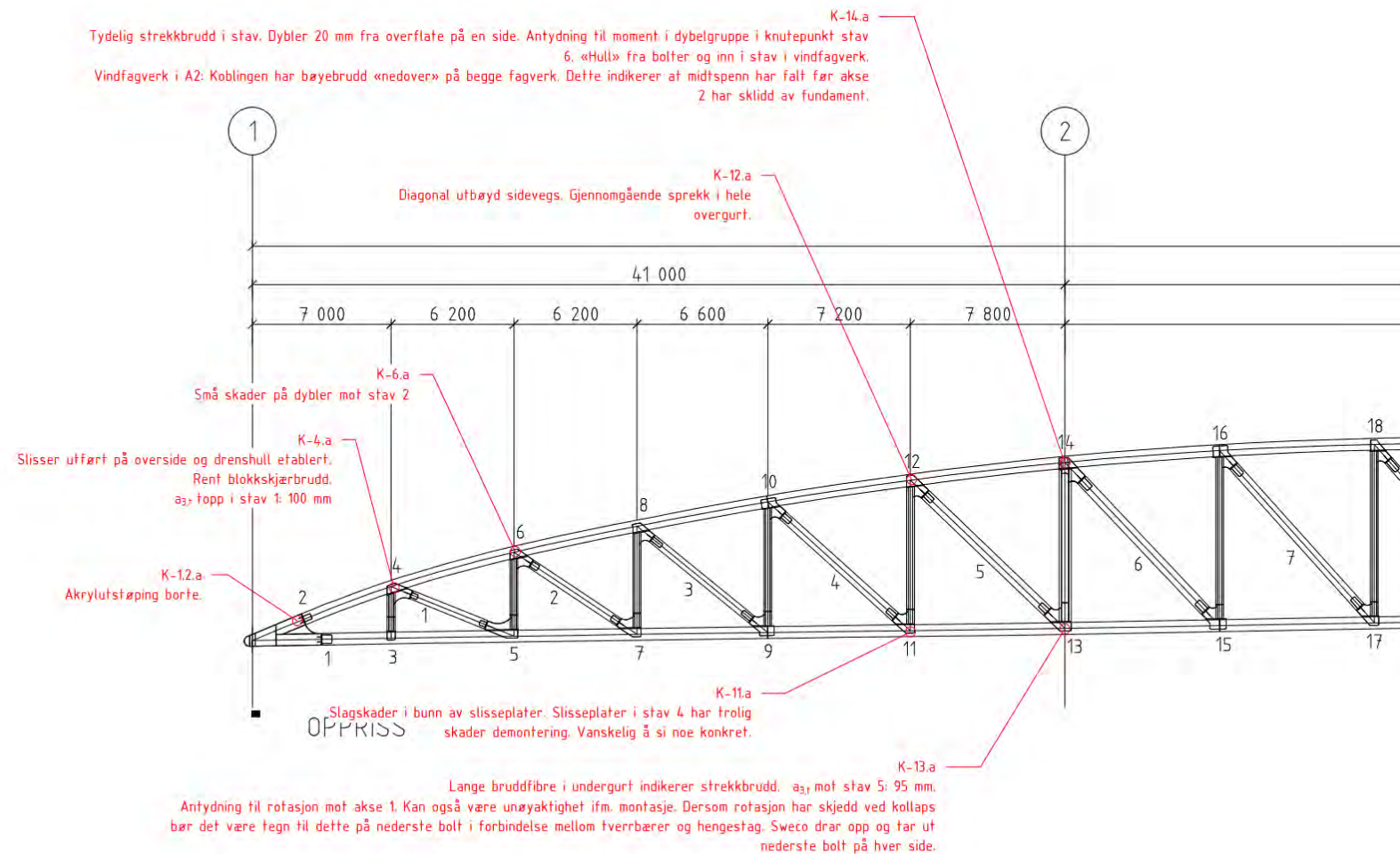
- /1/ NS-EN 1995 Prosjektering av trekonstruksjoner, her med henvisning til NS-EN 1995-1-1:2004 NA:2010 A2:2015 «Del 1: Allmenne regler og regler for bygninger» og NS-EN 1995-2:2004 NA2010 «Del 2: Bruer».
- /2/ NS 3470-1:1999. Prosjektering av trekonstruksjoner. Beregnings- og konstruksjonsregler. Del 1: Allmenne regler. Utgått.
- /4/ NS-EN 1194:1999: Trekonstruksjoner - Limtre - Fasthetsklasser og bestemmelse av karakteristiske verdier
- /5/ Statens Vegvesen Region øst, Dr.Techn. Olav Olsen og SWECO, Hovedinspeksjon 2015 rapportnummer 05-1838, Dok.nr.: 12286-OO-R-016 rev. 0
- /6/ SI 05-1838 Tretten bru Oppland, Spesialinspeksjon 2016 Statens vegvesen
- /7/ Innlandet Fylkeskommune, Jan Kvalen, [Bruinspeksjon 2020](#).
- /8/ Innlandet Fylkeskommune, Sigurd Fossum, [Hovedinspeksjon 2021](#)
- /9/ Innlandet Fylkeskommune, Enkeltinspeksjon 2022, rapport i Brutus.
- /10/ Norconsult, [Evenstad bru](#)
- /11/ Norconsult, Vurdering av innføring av eurokoder, oppdragsnr. 50135, notatnr. 03
- /12/ Statens Vegvesen Region øst Ressursavdelingen Bru, Kontrollberegning av fagverksbruer i tre – Diskusjoner, funn og anbefalinger fra arbeidet, Juni 2016
- /13/ Statens vegvesen, [Kollapsen av Perkolo bru – hva gikk galt?](#), 2016
- /14/ VG: [Ni teorier om Tretten \(vg.no\)](#)
- /15/ Statens vegvesen Region øst, [Kontroll av fagverksbruer i tre](#), 2016
- /16/ Kolbein Bell, Dimensjonering av trekonstruksjoner, NTNU, ISBN: 9788245022124, 2007
- /17/ Ole Øystein Knudsen, Analyse av bolter fra Tretten Bru, SINTEF rapport nr. 2022:00871, 2022
- /18/ Ole Øystein Knudsen, Rusttrege stål på Tretten bru, Prosjektnotat, 2022-09-05
- /19/ Statens Vegvesen, [Håndbok 185 Bruprosjektering](#), 2009
- /20/ Som utført tegninger «Bru nr 05-1838 Tretten bru»
- /21/ NS-EN 14080 Trekonstruksjoner - Limtre og limt laminert heltre, gyldig fra 2013
- /22/ NS-EN 1991 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner
- /23/ Statens vegvesen, N400 Bruprosjektering, 2023
- /24/ Ikke i bruk
- /25/ NS 3472 Prosjektering av stålkonstruksjoner - Beregnings- og konstruksjonsregler

Videre har den eksterne faggruppen hatt tilgang til alle brudeler som politiet sikret etter kollapsen, vitneutsagn, prosjekteringsunderlag, fotografier og film både fra politiet og Statens havarikommisjon. Gruppen har hatt møter med impliserte parter (Statens Vegvesen, Innlandet kommune, politiet, Statens havarikommisjon) og har vært på befaringer på Tretten. Ekstern faggruppe jobbet tett med politiet omkring uttak og sikring av bruelementer for å kunne gjøre videre undersøkelser.

A Vedlegg: Observasjoner

Dette vedlegget viser observasjoner gjort av de ulike fagverksdelene i forbindelse med Faggruppens befaringer til brustedet og til oppsamlingstomt for vrakrester etter brukollapsen.

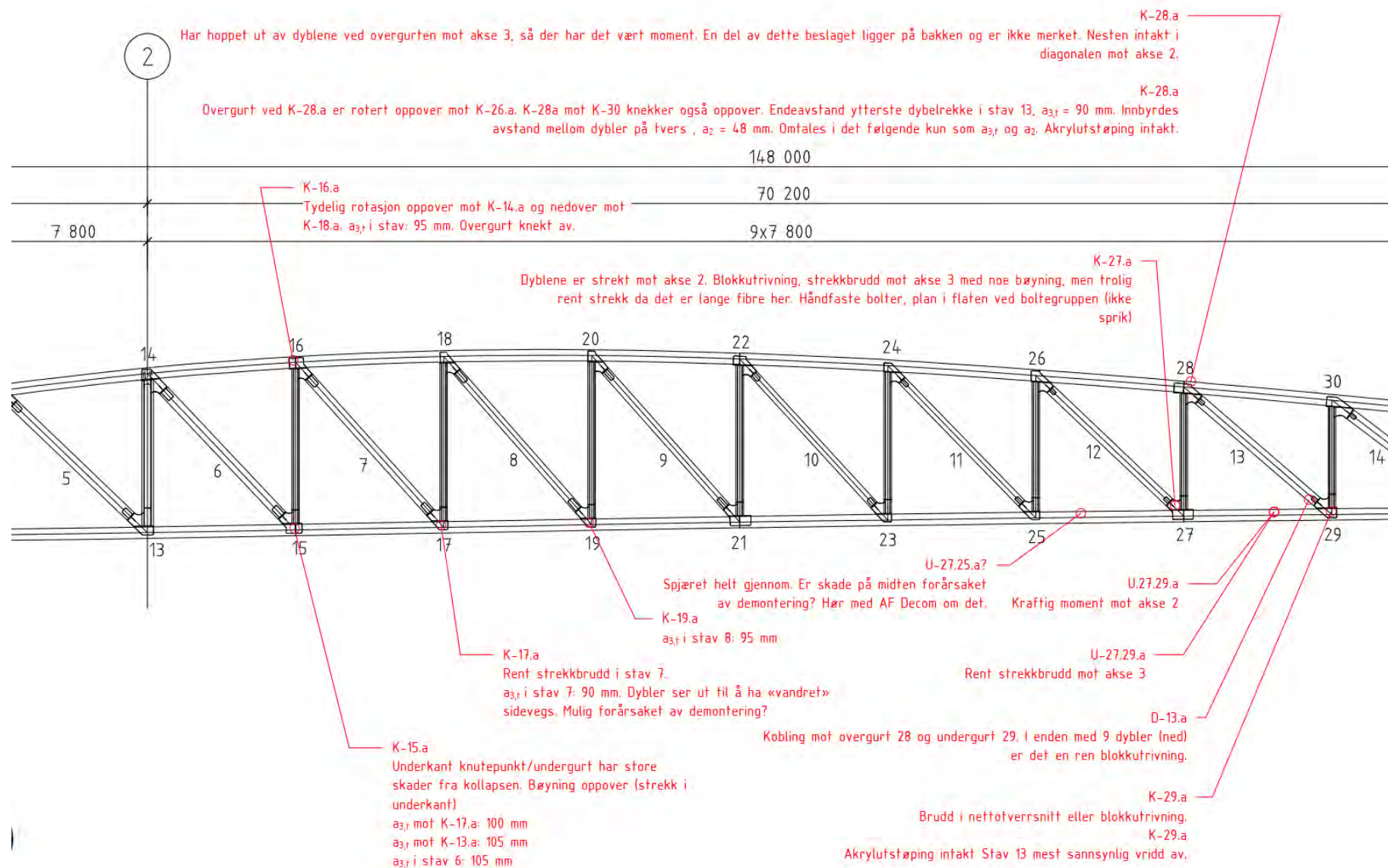
A.1 Oppstrøms fagverk



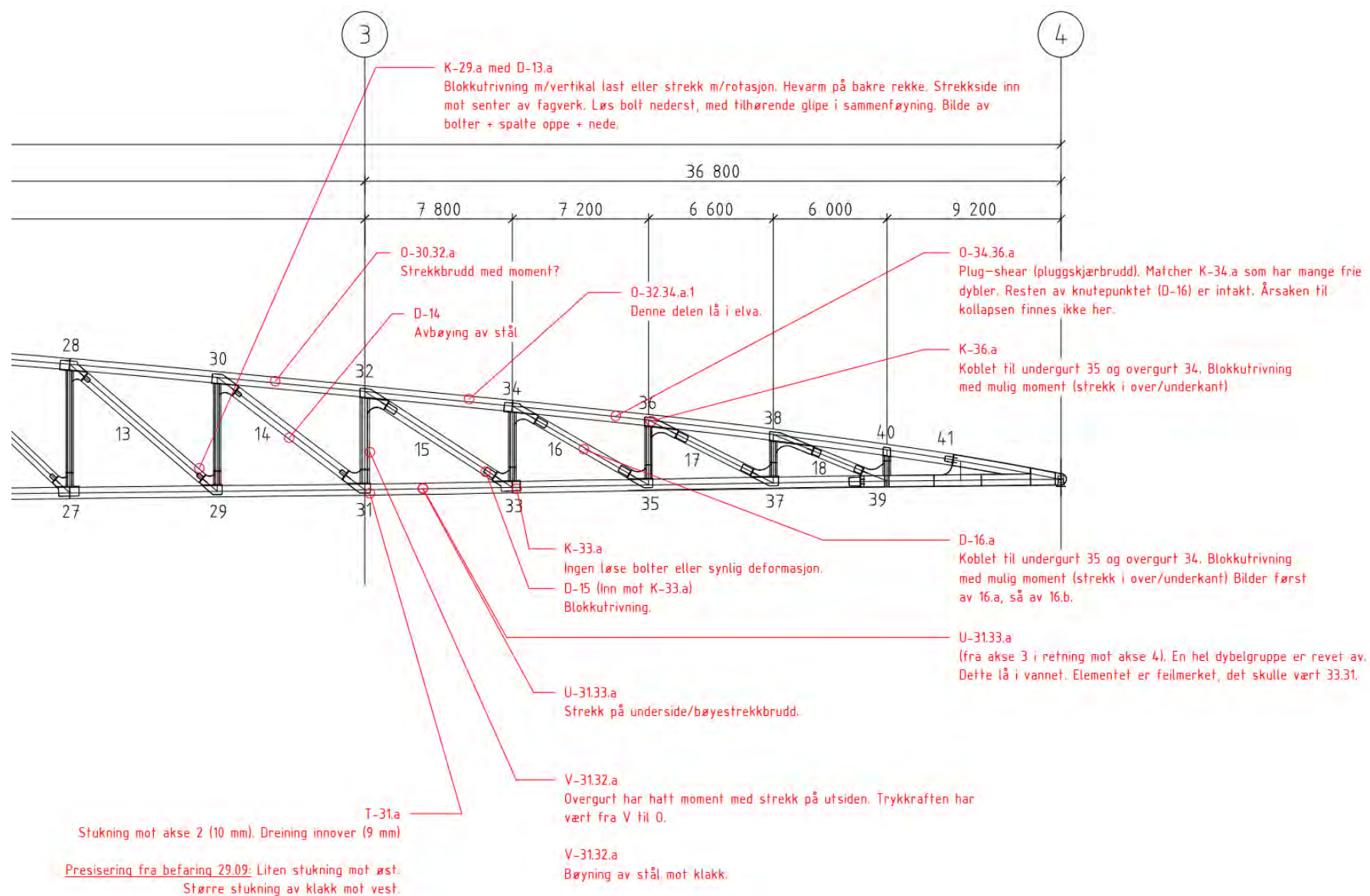
Generelt:

Det er ikke registrert manglende bolter i kobling mellom tverrbærer og hengestag (vertikaler) mellom akse 1 og KP-25.

Figur 48 Observasjoner på oppstrøms fagverk. Akse 1 - Akse 2

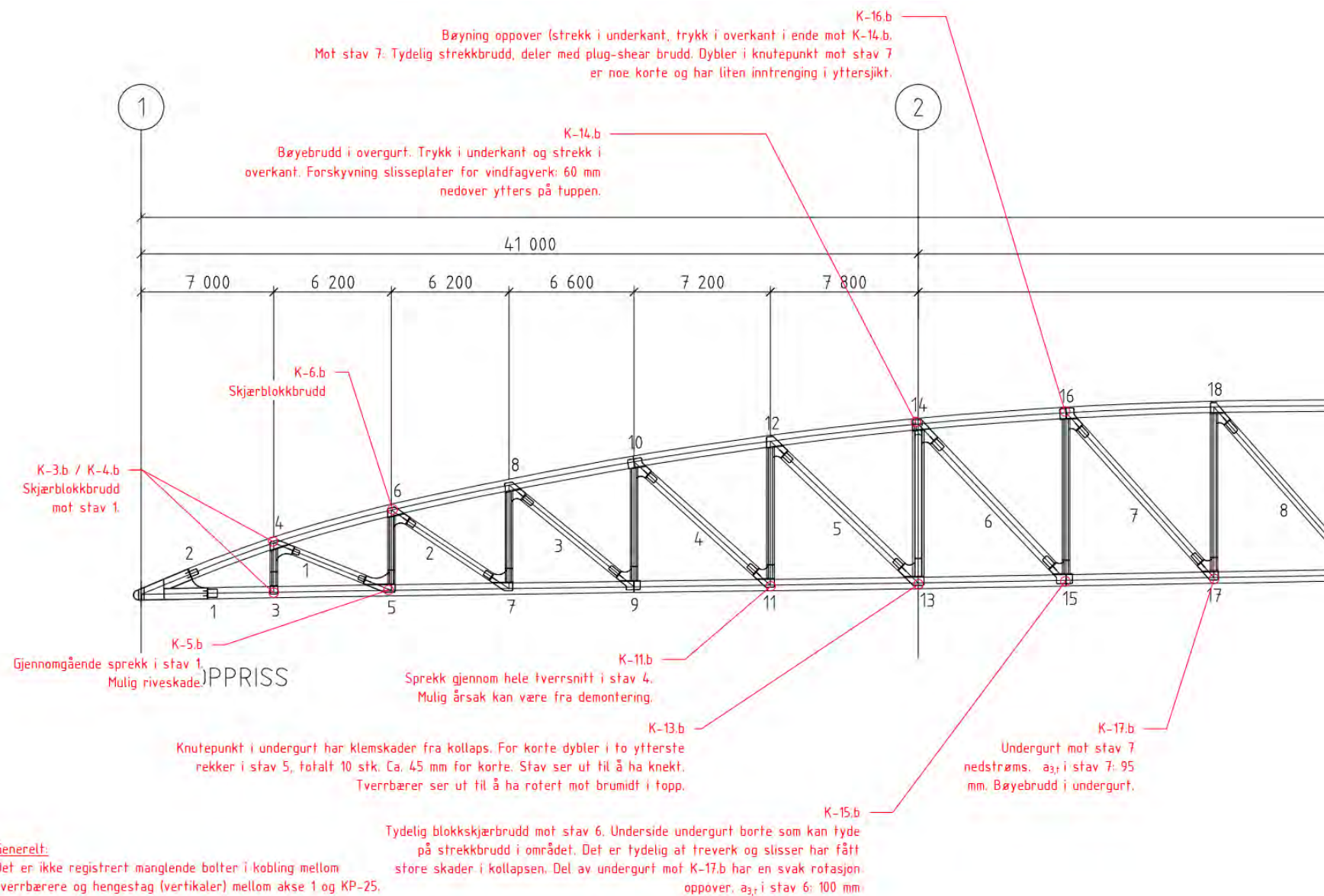


Figur 49 Observasjoner på oppstrøms fagverk. Akse 2 - Akse 3

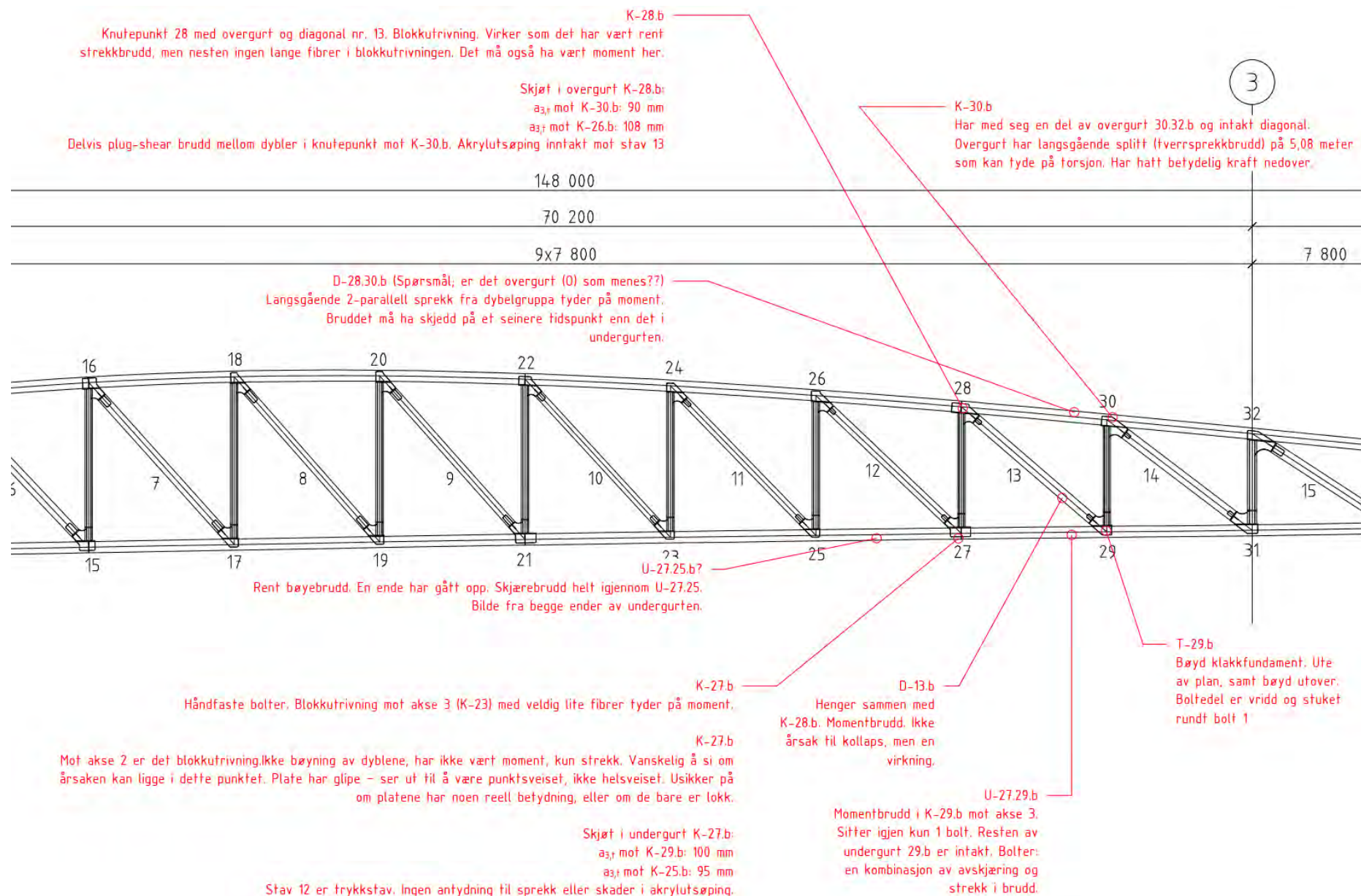


Figur 50 Observasjoner på oppstrøms fagverk. Akse 3 - Akse 4

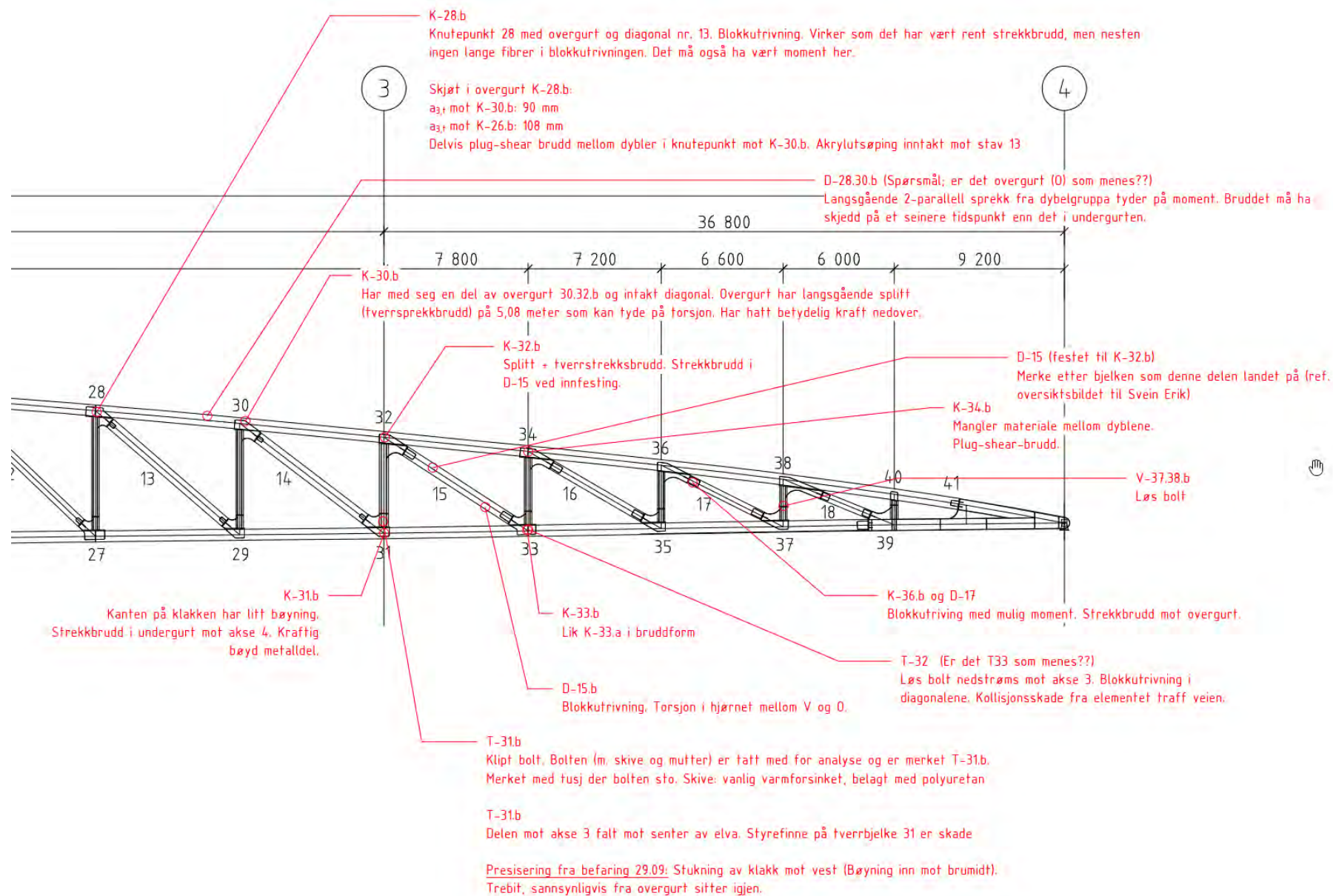
A.2 Nedstrøms fagverk



Figur 51 Observasjoner på nedstrøms fagverk. Akse 1 - Akse 2



Figur 52 Observasjoner på nedstrøms fagverk. Akse 2 - Akse 3



Figur 53 Observasjoner på nedstrøms fagverk. Akse 3 - Akse 4

B Vedlegg: Lastanalyse for utmattingsberegninger

B.1 Innledning

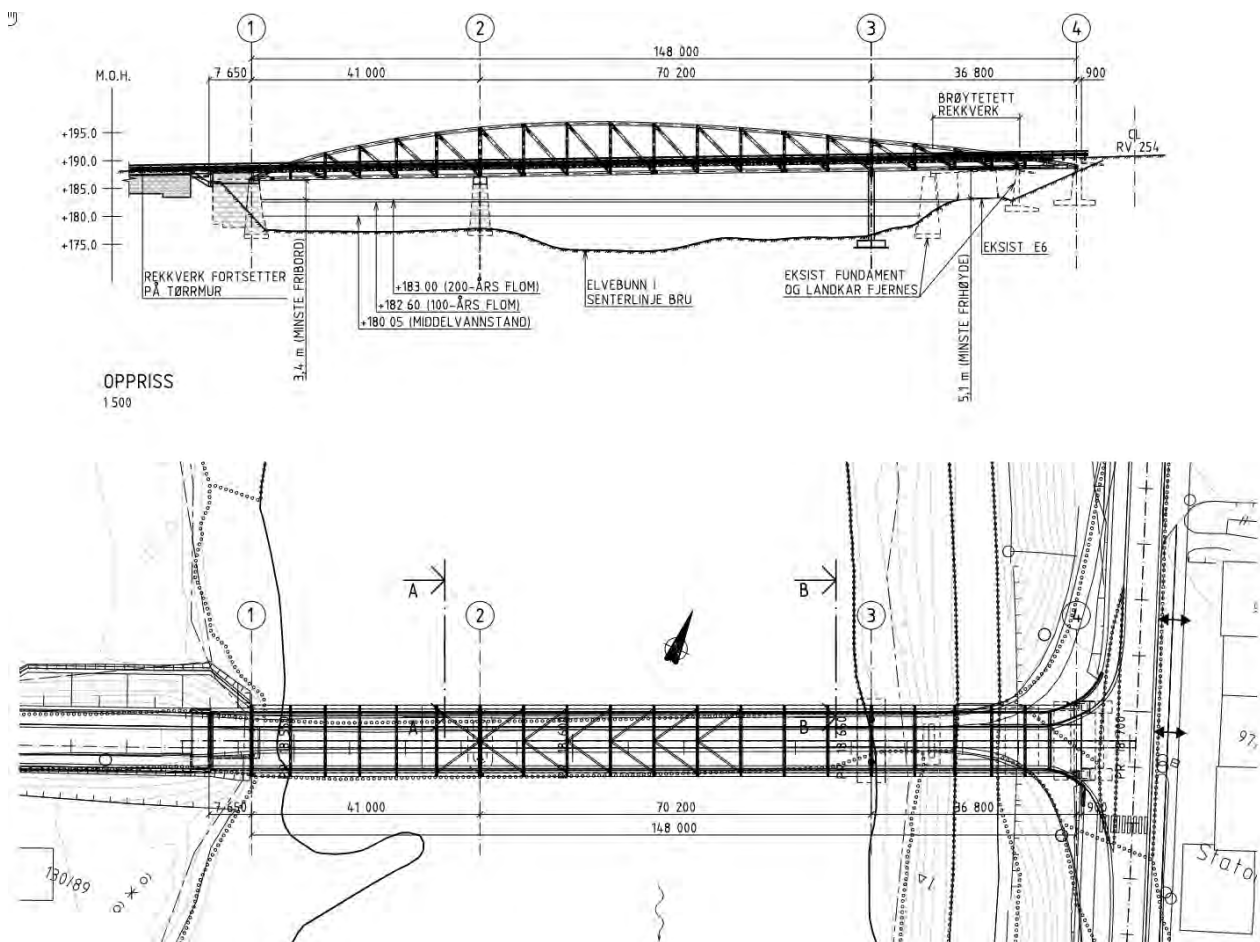
I forbindelse med granskningen av kollapsen av Tretten bru den 15/8-22 har den eksterne faggruppen utarbeidet en beregningsmodell av brua i rammeprogrammet *Focus Konstruksjon 3D* (Focus Software AS). Modellen benyttes på følgende måte i arbeidet:

- Verifisering av den globale beregningsmodellen laget i Robot.
- For å beregne krefter for bruk i utmattingsanalyser utført av NTNU.

B.2 FEM-modell

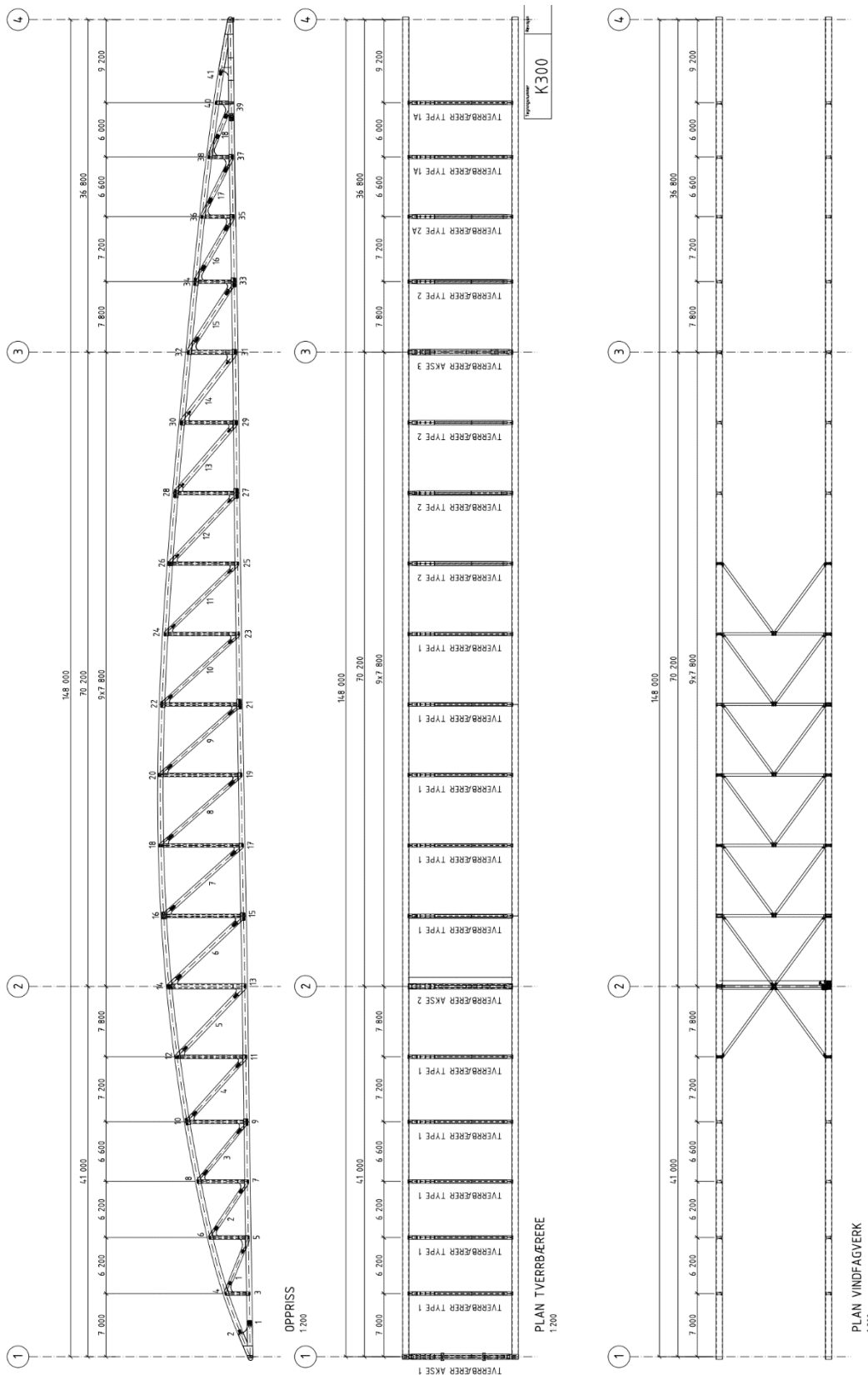
B.2.1 Geometri

Hovedgeometrien som er lagt til grunn for modellen er vist i Figur 56. Modellen er basert på «som bygget»-tegningssett utarbeidet av Norconsult.



Figur 54 Oppriss og plan av Tretten bru. Utsnitt av tegning K100 (Statens vegvesen, 28.05.2015)



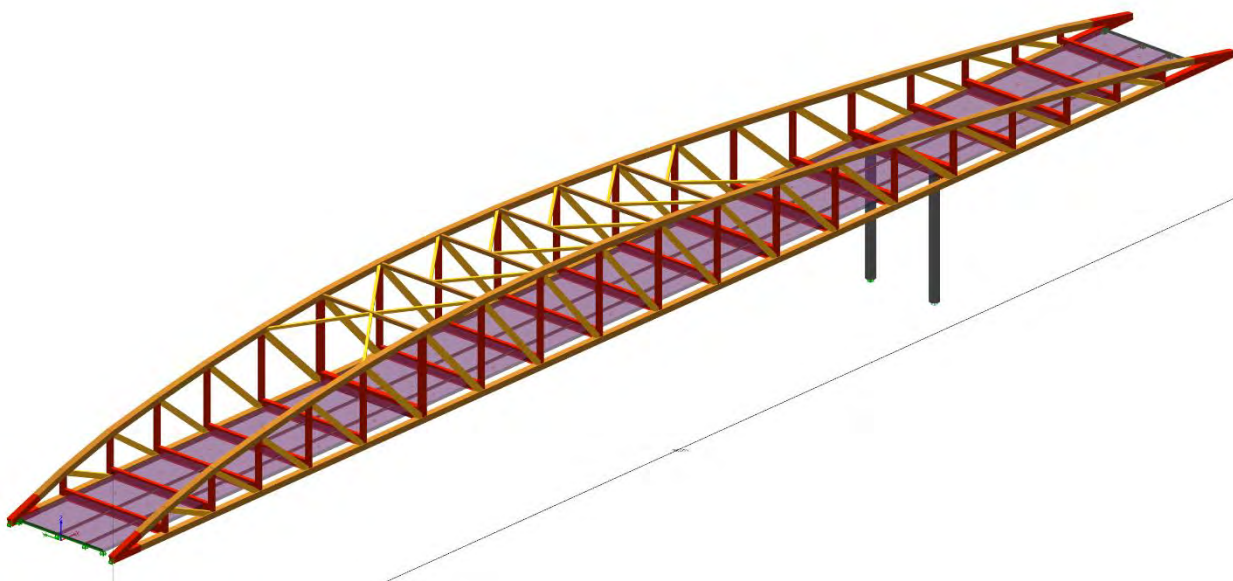


Figur 56 Geometri av Tretten bru. Utdrag fra tegning K300 (Statens vegvesen, 28.05.2015)

Beskrivelse av modellen:

- Hovedfagverk:

- o Det er benyttet bjelke-elementer for å modellere alle deler av fagverkene.
- o Senterlinjene til bjelke-elementene sammenfaller med senterlinjene til virkesdelene i knutepunktene.
- o Alle deler er modellert som rette mellom knutepunkt. Det vil si at overgurten er modellert som *fasettert* og ikke krum.
- o Diagonalene er modellert vha. stavelementer, og er således leddet i begge ender.
- o Vertikalene er modellert som leddet i fagverksplanet, men innspent mot gurtene mtp. rotasjon ut av fagverksplanet.
- o Det er modellert skjøter i gurtene i knutepunkt 9, 10, 15, 16, 21, 22, 27, 28, 33 og 34. I disse punktene er det antatt at gurtene er leddet i forhold til rotasjoner i planet, men ikke for rotasjoner ut av planet.
- o Fotpunktet til fagverket er ved akse 1 modellert som glidelager i lengderetning av brua. Dvs. at translasjon i tverretning og vertikalretning er fastholdt. Ingen rotasjoner er fastholdt.
- o Fotpunktet til fagverket ved akse 4 er modellert som et fastlager slik at translasjoner i alle retninger er fastholdt. Ingen rotasjoner er fastholdt.
- Vindfagverk mellom overgurter
 - o Alle virkesdeler er modellert ved hjelp av stav- eller bjelkeelementer.
 - o Senterlinjene til bjelke-elementene er forskjøvet i forhold til senterlinjene til virkesdelene slik at endepunktene er sammenfallende med senterlinjen til overgurten i punktene der vindfagverket er koblet sammen med fagverket.
- For tverrbærere
 - o Tverrbærerne er modellert ved rette bjelke-elementer med konstant tverrsnitt.
 - o Endepunktene av bjelke-elementene er koblet til bjelke-elementene som modellerer vertikalene i samme høyde som senterlinjen til tverrbærerne treffer vertikalene.
 - o Tverrbærerne er modellert stivt forbundet med vertikalene.
 - o Tverrbærer ved akse 1 er ikke inkludert i modellen.
- Dekket
 - o Dekket er modellert med skallelementer med konstant tykkelse også i området med gangbane. Tykkelsen tilsvarer tredekkets tykkelse i kjørebane.
 - o Senterplanet til skallelementene er sammenfallende med senterlinjene til elementene som modellerer tverrbærerne.
 - o I alle koblinger mellom skall og bjelke er alle rotasjoner frikoblede.
 - o I alle koblinger mellom skall og bjelke er alle translasjoner i lengderetningen frikoblede.
 - o I alle koblinger mellom skall og bjelke er alle translasjoner i tverretningen frikoblede, med unntak av en node på midten av hver tverrbærer, der skall og bjelke er koblet sammen i denne retningen.
 - o Dekket er avsluttet ved akse 1. Tverrbærer er her erstattet av et linjeopplager, der kun vertikale translasjoner (og ingen rotasjoner) er fastholdt. I tillegg er ett punkt fastholdt mot translasjon i tverretning.
 - o Dekket er avsluttet ved akse 4 - 4.8m. Det er innført et linjeopplager ved dekke-ende, der kun vertikale translasjoner (og ingen rotasjoner) er fastholdt. I tillegg er ett punkt fastholdt mot translasjon i tverretning og ett punkt fastholdt mot translasjon i lengderetning.
- Søyler i akse 3
 - o Søylene er modellert som vertikale bjelkeelementer som er innspent i nedre ende, slik at alle translasjoner og rotasjoner er fastholdt.
 - o Øvre ende av søylene er stivt koblet mot tverrbjelke.



Figur 57 Modell av Tretten bru i Focus konstruksjon (Focus Software AS)

B.2.2 Materialer

B.2.2.1 Stål

Det utføres ikke kapasitetsberegninger på stålkomponentene, men alt stål er modellert med følgende egenskaper:

Tabell 1 Materialeegenskaper for stål iht. NS-EN 1993-1-1 (Standard Norge, 2015)

Størrelse	Verdi
Elastisitetsmodul	$2.1 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$
Tverrkontraksjonstall	0.3
Skjærmodul	$0.8 \cdot 10^5 \text{ N/mm}^2$

B.2.2.2 Limtre i fagverk

All limtredele i fagverkene er modellert med egenskaper tilsvarende GL30c iht. NS-EN 14080 (Standard Norge, 2016).

Tabell 2 Materialeegenskaper for GL30c iht. NS-EN 14080 (Standard Norge, 2016)

Størrelse	Verdi
Bøyefasthet	$f_{mk} = 30.0 \text{ N/mm}^2$
Strekkfasthet – Langs fiberretning	$f_{t0k} = 19.5 \text{ N/mm}^2$
Strekkfasthet – Tvers av fiberretning	$f_{t90k} = 0.5 \text{ N/mm}^2$
Trykkfasthet – Langs fiberretning	$f_{c0k} = 24.5 \text{ N/mm}^2$
Trykkfasthet – Tvers av fiberretning	$f_{c90k} = 5.5 \text{ N/mm}^2$
Skjærfasthet	$f_{vk} = 3.5 \text{ N/mm}^2$
E-modul i fiberretning	$E_{0mean} = 13\,000 \text{ N/mm}^2$
E-modul på tvers av fiberretning	$E_{90mean} = 300 \text{ N/mm}^2$
Skjærmodul	$G_{mean} = 650 \text{ N/mm}^2$

Størrelse	Verdi
Rulleskjærmodul $G_{rmean} =$	65 N/mm ²
Kar. tetthet $\rho_k =$	390 kg/m ³

B.2.2.3 Limtre i dekke

Det antas at lamellene i dekket har materiale tilsvarende GL30c iht. NS-EN 14080 (Standard Norge, 2016).

Stivhetsegenskapene for det tverrspente dekket er regnet iht. NS-EN 1995-2. Det er antatt at det er 4 hele lameller pr. skjøtt lamell innenfor en avstand på 3.5m. De resulterende stivhetsegenskapene er gitt i Tabell 3.

Tabell 3 Materialegenskaper benyttet for tverrspent dekke

Størrelse	Verdi
E-modul i fiberretningen $E_{0mean} =$	10 400 N/mm ²
E-modul på tvers av fiberretningen $E_{90mean} =$	195 N/mm ²
Skjærmodul $G_{0mean} =$	780 N/mm ²
Rulleskjærmodul $G_{90mean} =$	62 N/mm ²

B.2.2.4 Betong i søyler

Det utføres ikke kapasitetsberegninger på betongsøylene, men søylene er modellert som bestående utelukkende av betong med egenskaper som vist i Tabell 4.

Tabell 4 Materialegenskaper for betong B45 iht. NS-EN 1992-1-1 (Standard Norge, 2021)

Størrelse	Verdi
Elastisitetensmodul	$2.0 \cdot 10^4$ N/mm ²
Tverrkontraksjonstall	0.2
Skjærmodul	$8.5 \cdot 10^3$ N/mm ²

B.2.3 Tverrsnitt

B.2.3.1 Tverrsnitt for limtredele i fagverk

Gurter og diagonaler er modellert med massive rektangulære limtretverrsnitt. Nummerering av diagonalene er vist i Figur 66. Hvilke tverrsnitt som er benyttet i de ulike delene er vist i Tabell 5.

Tabell 5 Tverrsnitt brukt i limtredele

Virkesdel	Bredde [mm]	Høyde [mm]
Overgurt	700	600
Undergurt	650	600
Diagonal D1, D2, D3, D8, D9, D10, D11, D17, D18	450	500
Diagonal D4, D7, D12, D16	500	500
Diagonal D5, D6, D13, D15	550	550
Diagonal D14	600	600
Diagonaler i vindfagverk	266	280

Virkesdel	Bredde [mm]	Høyde [mm]
Horisontaler i vindfagverk	266	380

B.2.3.2 Tverrsnitt for dekke

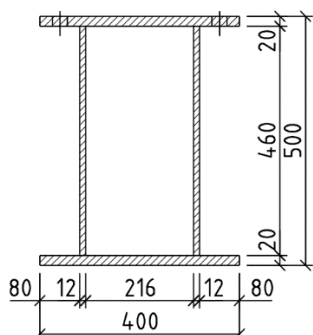
Dekket er prosjektert som todelt, der den delen som inneholder kjørebanen er prosjektert som et tverrspent dekke med lameller av limtre, mens delen som inneholder gang-/sykkelbane er modellert som en lettere konstruksjon med langsgående bærebjelker i limtre og tversgående strø i konstruksjonsvirke. Se Figur 55.

I analysen er det tatt en forenkling slik hele dekket er modellert som tverrspent tredekke med bredde 10 000mm og tykkelse 366mm. Dette vil gi et noe stivere dekke enn det som er prosjektert, men på grunn av at stivhetsforholdet mellom dekket og de andre delene av brua uansett vil være veldig stort, må det kunne antas at denne forenklingen vil påvirke resultatet i liten grad.

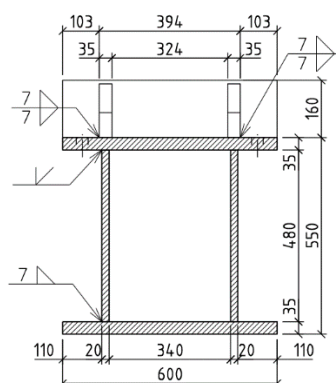
B.2.3.3 Tverrsnitt for stålvertikaler

Med unntak av vertikalerne i akse 2 og 3, har samtlige vertikaler samme tverrsnitt. Dette tverrsnittet er vist i Figur 58. Tverrsnittene i akse 2 og 3 er vist i henholdsvis Figur 59 og Figur 60.

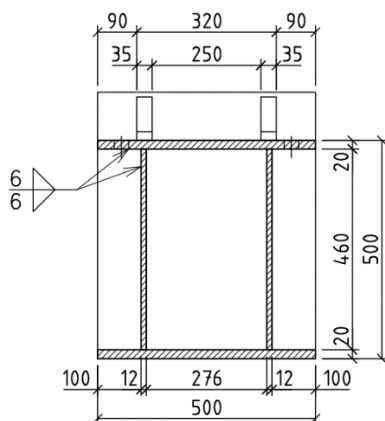
I analysemodellen er tverrsnittene forenklet til å være rektangulære hup-profiler med egenskaper som vist i Tabell 6.



Figur 58 Tverrsnitt generell vertikal



Figur 59 Tverrsnitt av vertikal i akse 2



Figur 60 Tverrsnitt av vertikal i akse 3

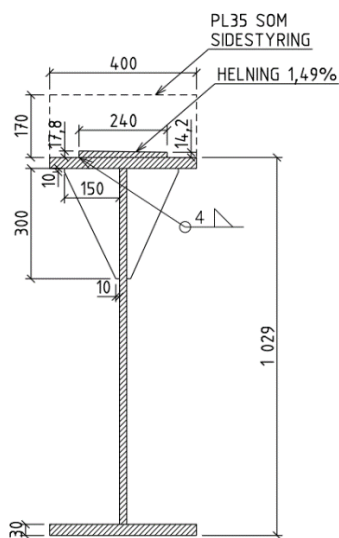
Tabell 6 Tverrsnittskonstanter for vertikaler brukt i analysen

Størrelse	Enhet		Generelt	Akse 2	Akse 3
Høyde (i lokal z-retning)	mm	$h =$	500	550	500
Bredde (i lokal y-retning)	mm	$b =$	400	600	500
Flenstykkelse	mm	$t_f =$	20	35	20
Stegtykkelse	mm	$t_s =$	12	20	12
Areal	mm ²	$A =$	27 520	62 600	31 520
St. Ventant's torsjonskonstant	mm ⁴	$I_t =$	$1.267 \cdot 10^9$	$4.809 \cdot 10^9$	$1.849 \cdot 10^9$
Arealtrehetsmoment om lokal y-akse	mm ⁴	$I_{yy} =$	$1.222 \cdot 10^9$	$3.636 \cdot 10^9$	$1.472 \cdot 10^9$
Arealtrehetsmoment om lokal z-akse	mm ⁴	$I_{zz} =$	$6.470 \cdot 10^8$	$2.993 \cdot 10^9$	$1.103 \cdot 10^9$

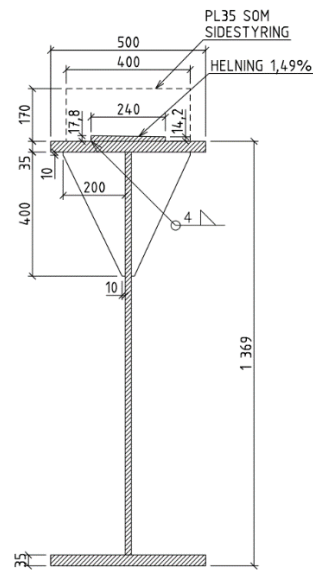
B.2.3.4 Tverrsnitt for tverrbærere

Tverrbærerne er prosjektert med tverrsnitt som varierer langs lengden av bjelkene. I modellen er det benyttet tverrbærere med konstant tverrsnitt tilsvarende «typisk» tverrsnitt for de ulike typene tverrbærere hentet fra «som bygget» tegningene utarbeidet av Norconsult. Disse er vist i Figur 61 til Figur 64. Se Figur 56 for oversikt over hvilke tverrbærere som blir benyttet hvor. Merk at tverrbærer type 1 og tverrbærer type 1A blir modellert med samme tverrsnitt. Det samme gjelder tverrbærer 2 og tverrbærer 2A.

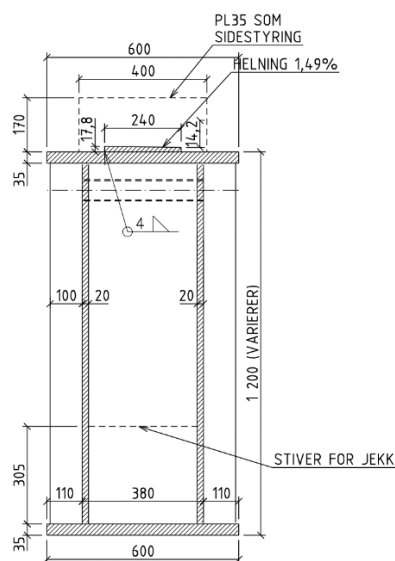
Tverrbærer type 1 og type 2 blir modellert som I-bjelker, mens tverrbærer i akse 2 og i akse 3 blir forenklet til å ha rektangulære profiler. Egenskapene som er benyttet for hver tverrbærertype er gitt i Tabell 7.



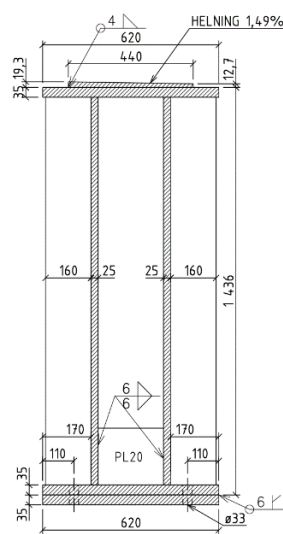
Figur 61 Tverrbærer type 1



Figur 62 Tverrbærer type 2



Figur 63 Tverrbærer i akse 2



Figur 64 Tverrbjelke akse 3

Tabell 7 Tverrsnitt brukt i tverrbjelker i analysen

Størrelse	Enhet		Type 1	Type 2	I akse 2	I akse 3
Høyde (i lokal z-retning)	mm	$h =$	1029	1369	1200	1436
Bredde (i lokal y-retning)	mm	$b =$	400	500	600	620
Flenstykkelse	mm	$t_f =$	30	35	35	35
Stegtykkelse	mm	$t_s =$	20	20	20	25
Areal	mm ²	$A =$	43 381	60 981	88 600	113 450
St. Ventant's torsjonskonstant	mm ⁴	$I_t =$	$9.864 \cdot 10^6$	$1.785 \cdot 10^7$	$1.295 \cdot 10^{10}$	$1.999 \cdot 10^{10}$
Arealtreghetsmoment om lokal y-akse	mm ⁴	$I_{yy} =$	$7.506 \cdot 10^9$	$1.923 \cdot 10^{10}$	$2.040 \cdot 10^{10}$	$3.384 \cdot 10^{10}$
Arealtreghetsmoment om lokal z-akse	mm ⁴	$I_{zz} =$	$3.207 \cdot 10^8$	$7.300 \cdot 10^8$	$5.181 \cdot 10^9$	$7.594 \cdot 10^9$

B.2.3.5 Ståltverrsnitt i gurter

Ståldelene av under- og overgurtene i fagverkene inn mot akse 1 og 4 blir modellert med rektangulære tverrsnitt med egenskaper som vist i Tabell 8.

Tabell 8 Inngangsdata for modellering

Størrelse	Enhet		Gurtverrsnitt
Høyde (i lokal z-retning)	mm	$h =$	600
Bredde (i lokal y-retning)	mm	$b =$	650
Flenstykkelse	mm	$t_f =$	16
Stegtykkelse	mm	$t_s =$	12
Areal	mm ²	$A =$	35 616
St. Ventant's torsjonskonstant	mm ⁴	$I_t =$	$3.849 \cdot 10^9$
Arealtreghetsmoment om lokal y-akse	mm ⁴	$I_{yy} =$	$2.341 \cdot 10^9$
Arealtreghetsmoment om lokal z-akse	mm ⁴	$I_{zz} =$	$2.250 \cdot 10^9$

B.2.3.6 Tverrsnitt av betongsøyler

Betongsøylene er modellert med sirkulært tverrsnitt med diameter 1000 mm.

B.2.4 Laster

B.2.4.1 Superegenvekt

Det er brukt en superegenvekt på 2.5 kN/m^2 . Superegenvekten er «lumpet» og plassert på tverrbærerne som linjelaster.

B.2.4.2 Egenlast

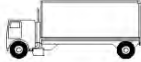
Tetthet benyttet i beregning av egenvekt er vist i Tabell 9.

Tabell 9 Tettheter benyttet i beregning av egenlaster

Material	Tetthet
Limtre i fagverk	5.1 kN/m^3
Limtre i dekke	5.1 kN/m^3
Stål	77.0 kN/m^3

B.2.4.3 Trafikklast - lasttog for utmatting

Lasttogene for bruk til utmatting er hentet fra NS-EN 1991-2 tab.4.7. Se Figur 65. Det er lagt inn «kjørebaner» i hele dekkets lengde i det som tilsvarer senter i kjørefeltene. Hver aksel er modellert som en punktlast, og størrelse og avstand mellom punktlastene er som vist i tabellen. Det kjøres influenslinjeanalyser der lastene «kjøres» over brua ved å flytte lasttoget ca. 1 meter for hver gang systemet løses.

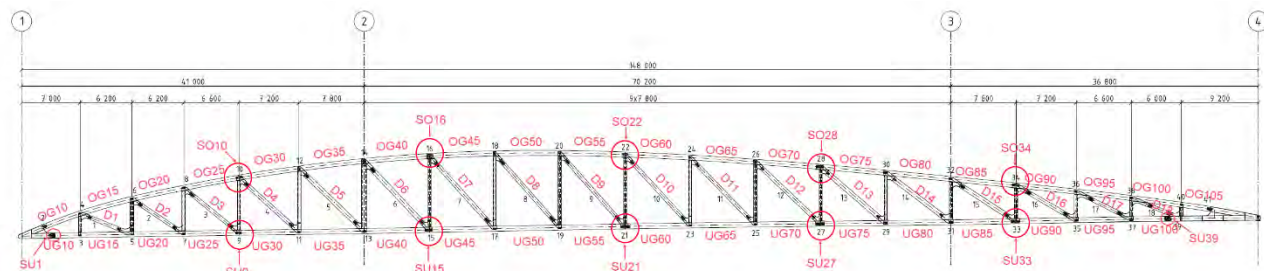
VEHICLE TYPE			TRAFFIC TYPE			
1	2	3	4	5	6	7
			Long distance	Medium distance	Local traffic	
LORRY	Axle spacing (m)	Equivalent axle loads (kN)	Lorry percentage	Lorry percentage	Lorry percentage	Wheel type
	4,5	70 130	20,0	40,0	80,0	A B
	4,20 1,30	70 120 120	5,0	10,0	5,0	A B B
	3,20 5,20 1,30 1,30	70 150 90 90 90	50,0	30,0	5,0	A B C C C
	3,40 6,00 1,80	70 140 90 90	15,0	15,0	5,0	A B B B
	4,80 3,60 4,40 1,30	70 130 90 80 80	10,0	5,0	5,0	A B C C C

Figur 65 Tabell 4.7 fra NS-EN 1991-2 (Standard Norge, 2010). Det valgte lasttoget er uthevet med gult

Det er kjørt lasttog i begge kjørefeltene, der lasttoget i søndre kjørefelt kjøres fra vest til øst mens lasttoget i nordre kjørefelt er kjørt fra øst til vest.

B.3 Resultater

B.3.1 Lasttoganalyse



Figur 66 Fagverk med nummerering av de ulike delene

For hvert av de to lasttogene beskrevet i kapittel B.2.4.3 er det hentet ut største og minste krefter i de ulike delene av brua for bruk i utmatningsanalyser. Nummereringen vist i Figur 66 er brukt i presentasjon av resultatene. I tillegg er det brukt en prefix på V for fagverksdelene på oppstrøms side og H for fagverksdelene på nedstrøms side, slik at f.eks. VD6 betyr diagonal 6 på oppstrøms side.

I presentasjon av resultatene er posisjon (Pos.) gitt som avstand fra akse 1 til fremste aksel på vogntoget.

B.3.1.1 Krefter i diagonaler

Tabell 10 Krefter i diagonalene fra lasttogsanalyse

Diagonal	Kun egenlast	Kun lasttog 1				Kun lasttog 2			
	N	Min. N		Max. N		Min. N		Max. N	
	[kN]	Pos. [m]	N [kN]	Pos. [m]	N [kN]	Pos. [m]	N [kN]	Pos. [m]	N [kN]
HD1	-220	12.4	-223	22.9	60	0.0	-121	13.4	35
HD2	-322	14.3	-245	28.7	57	2.9	-155	18.2	30
HD3	-485	19.1	-289	34.4	46	7.6	-185	23.9	23
HD4	-742	24.9	-315	40.1	21	13.4	-226	109.0	3
HD5	-850	30.6	-344	47.8	18	19.1	-230	37.3	10
HD6	1398	120.4	-31	53.5	378	109.9	-28	43.0	254
HD7	1121	120.4	-32	60.2	332	109.9	-29	49.7	226
HD8	754	50.7	-66	66.9	280	39.2	-33	56.4	192
HD9	476	57.4	-110	73.6	252	45.9	-57	63.1	178
HD10	155	64.0	-129	80.3	232	53.5	-92	69.8	138
HD11	-161	71.7	-171	87.0	187	60.2	-116	76.5	112
HD12	-578	78.4	-248	93.7	133	66.9	-170	83.2	77
HD13	-1163	86.0	-310	101.3	60	74.6	-247	10.5	25
HD14	-1754	92.7	-437	22.0	32	81.2	-321	10.5	29
HD15	914	97.5	-23	114.7	468	87.0	-27	103.2	324
HD16	856	105.1	-15	120.4	493	93.7	-12	109.9	321
HD17	512	110.9	-51	125.2	370	100.4	-29	113.7	240
HD18	134	117.6	-172	131.9	175	106.1	-92	120.4	75
VD1	-223	12.4	-57	24.9	26	0.0	-137	13.4	40
VD2	-328	14.3	-78	29.6	21	2.9	-177	18.2	35

Diagonal	Kun egenlast	Kun lasttog 1				Kun lasttog 2			
	N [kN]	Min. N		Max. N		Min. N		Max. N	
		Pos.	N	Pos.	N	Pos.	N	Pos.	N
		[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]	[m]	[kN]
VD3	-491	19.1	-96	34.4	16	7.6	-209	23.9	27
VD4	-750	24.9	-145	121.4	3	13.4	-248	109.9	4
VD5	-855	29.6	-138	47.8	11	19.1	-258	37.3	9
VD6	1395	121.4	-26	56.4	173	109.9	-29	43.0	280
VD7	1118	121.4	-25	62.1	155	109.9	-29	49.7	247
VD8	749	121.4	-25	67.9	136	39.2	-43	56.4	209
VD9	470	121.4	-27	74.6	131	45.9	-72	63.1	191
VD10	152	64.0	-56	82.2	79	53.5	-105	69.8	156
VD11	-166	69.8	-70	87.9	67	60.2	-133	76.5	125
VD12	-587	77.4	-103	94.6	48	66.9	-194	83.2	86
VD13	-1169	85.1	-188	21.0	23	74.6	-266	10.5	27
VD14	-1762	89.8	-228	21.0	27	81.2	-352	10.5	32
VD15	917	96.5	-19	115.7	235	87.0	-28	103.2	354
VD16	858	22.0	-1	121.4	206	93.7	-15	109.9	356
VD17	515	109.0	-6	125.2	155	100.4	-37	113.7	266
VD18	138	114.7	-33	131.0	58	106.1	-112	120.4	86

B.3.1.2 Krefter i skjøter i undergurt - Oppstrøms

Skjøt VSU1

VUG10 Ende: 0

Egenlast				Fra lasttog 1					Fra lasttog 2				
Komponent	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	718.2	-5.0	0.0	Max N	16.2	225.6	0.0	0.0	Max N	3.8	411.1	0.0	0.0
				Min N	70.7	-67.6	0.0	0.0	Min N	58.3	-85.7	0.0	0.0
				Max Vz	12.4	197.9	0.0	0.0	Max Vz	0.0	340.9	0.1	0.0
				Min Vz	71.7	-67.6	0.0	0.0	Min Vz	58.3	-85.7	0.0	0.0
				Max My	19.1	208.6	0.0	0.0	Max My	7.6	374.0	0.0	0.0
				Min My	23.9	157.7	0.0	0.0	Min My	14.3	237.9	0.0	0.0

Skjøt VSU9

VUG25 Ende: 1

Egenlast				Fra lasttog 1					Fra lasttog 2				
Komponent	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	239.1	-6.0	0.0	Max N	22.9	177.1	-0.5	0.0	Max N	11.5	293.7	-1.0	0.0
				Min N	70.7	-88.1	0.2	0.0	Min N	58.3	-111.7	0.2	0.0
				Max Vz	70.7	-88.1	0.2	0.0	Max Vz	58.3	-111.7	0.2	0.0
				Min Vz	23.9	176.6	-0.6	0.0	Min Vz	11.5	293.7	-1.0	0.0
				Max My	19.1	161.5	-0.4	0.0	Max My	5.7	222.6	-0.5	0.0
				Min My	31.5	114.0	-0.3	0.0	Min My	18.2	227.5	-0.6	0.0

VUG30 Ende: 0

Egenlast				Fra lasttog 1					Fra lasttog 2				
Komponent	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	-143.8	6.3	0.0	Max N	27.7	134.1	0.1	0.0	Max N	17.2	213.1	0.3	0.0
				Min N	70.7	-99.3	-0.1	0.0	Min N	58.3	-126.0	-0.1	0.0
				Max Vz	34.4	93.4	0.3	0.0	Max Vz	22.9	151.6	0.7	0.0
				Min Vz	73.6	-98.6	-0.1	0.0	Min Vz	64.0	-121.0	-0.1	0.0
				Max My	30.6	126.0	0.2	0.0	Max My	12.4	179.6	0.0	0.0
				Min My	20.1	96.2	0.0	0.0	Min My	44.0	-92.3	0.0	0.0

Skjøt VSU15

VUG40 Ende: 1

Egenlast			
Komponent	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	1311.4	0.1	0.0

Fra lasttog 1				
Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	121.4	24.1	-0.1	0.0
Min N	71.7	110.7	0.4	0.0
Max Vz	59.3	-91.0	0.4	0.0
Min Vz	121.4	24.1	-0.1	0.0
Max My	70.7	110.5	0.4	0.0
Min My	66.0	106.7	0.4	0.0

Fra lasttog 2				
Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	109.9	28.0	-0.1	0.0
Min N	58.3	154.0	0.6	0.0
Max Vz	19.1	106.9	0.8	0.0
Min Vz	109.9	28.0	-0.1	0.0
Max My	39.2	-74.5	0.6	0.0
Min My	43.0	104.7	0.7	0.0

VUG45 Ende: 0

Egenlast			
Komponent	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	-361.7	6.8	0.0

Fra lasttog 1				
Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	51.6	51.9	0.3	0.0
Min N	21.0	-69.6	-0.1	0.0
Max Vz	55.4	42.6	0.3	0.0
Min Vz	21.0	-69.6	-0.1	0.0
Max My	68.8	-10.4	0.0	0.0
Min My	54.5	46.3	0.3	0.0

Fra lasttog 2				
Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	39.2	99.9	0.5	0.0
Min N	10.5	120.9	-0.1	0.0
Max Vz	43.0	85.8	0.6	0.0
Min Vz	10.5	120.9	-0.1	0.0
Max My	44.0	78.3	0.6	0.0
Min My	62.1	-34.4	0.0	0.0

Skjøt VSU21

VUG55 Ende: 1

Komponent	Egenlast		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	868.6	-7.7	0.0

Komponent	Fra lasttog 1			
	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	64.0	183.8	-0.4	0.0
Min N	22.0	-51.3	0.1	0.0
Max Vz	22.0	-51.3	0.1	0.0
Min Vz	64.0	183.8	-0.4	0.0
Max My	75.5	132.4	-0.1	0.0
Min My	82.2	96.5	-0.1	0.0

Komponent	Fra lasttog 2			
	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	51.6	283.5	-0.8	0.0
Min N	10.5	-83.2	0.1	0.0
Max Vz	10.5	-83.2	0.1	0.0
Min Vz	51.6	283.5	-0.8	0.0
Max My	59.3	232.0	-0.4	0.0
Min My	58.3	243.0	-0.5	0.0

VUG60 Ende: 0

Komponent	Egenlast		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	1177.8	8.2	0.0

Komponent	Fra lasttog 1			
	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	70.7	236.3	0.4	0.0
Min N	22.0	-44.1	-0.1	0.0
Max Vz	75.5	218.3	0.5	0.0
Min Vz	120.4	-43.8	-0.1	0.0
Max My	68.8	234.7	0.3	0.0
Min My	87.0	123.7	0.1	0.0

Komponent	Fra lasttog 2			
	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	58.3	342.9	0.6	0.0
Min N	11.5	-68.6	-0.1	0.0
Max Vz	64.0	301.4	0.9	0.0
Min Vz	10.5	-68.5	-0.1	0.0
Max My	59.3	341.6	0.7	0.0
Min My	60.2	337.9	0.8	0.0

Skjøt VSU27

VUG70 Ende: 1

Komponent	Egenlast		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	1164.5	-8.3	0.0

Komponent	Fra lasttog 1			
	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	81.2	239.1	-0.6	0.0
Min N	121.4	-81.5	0.1	0.0
Max Vz	120.4	-81.4	0.1	0.0
Min Vz	84.1	233.9	-0.6	0.0
Max My	92.7	143.0	-0.2	0.0
Min My	73.6	197.7	-0.2	0.0

Komponent	Fra lasttog 2			
	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	70.7	356.0	-1.0	0.0
Min N	109.9	-105.4	0.1	0.0
Max Vz	109.9	-105.4	0.1	0.0
Min Vz	71.7	353.6	-1.0	0.0
Max My	68.8	351.3	-0.9	0.0
Min My	62.1	269.9	-0.2	0.0

VUG75 Ende: 0

Egenlast

Fra lasttog 1

Fra lasttog 2

	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	741.5	8.2	0.0

	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	87.9	199.9	0.3	0.0
Min N	121.4	-106.3	-0.1	0.0
Max Vz	95.6	138.1	0.5	0.0
Min Vz	123.3	-102.8	-0.1	0.0
Max My	76.5	145.7	0.2	0.0
Min My	85.1	195.0	0.2	0.0

	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	76.5	295.6	0.4	0.0
Min N	109.9	-142.4	-0.1	0.0
Max Vz	84.1	205.7	0.9	0.0
Min Vz	112.8	-133.1	-0.1	0.0
Max My	78.4	291.8	0.6	0.0
Min My	77.4	295.5	0.5	0.0

Skjøt VSU33

VUG85 Ende: 1

	Egenlast			
Komponent	N	Vz	My	
	[kN]	[kN]	[kNm]	
Max N	-1487.8	3.0	0.0	

	Fra lasttog 1			
Komponent	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	20.1	25.8	-0.1	0.0
Min N	121.4	-171.9	0.8	0.0
Max Vz	117.6	-160.9	0.8	0.0
Min Vz	21.0	25.7	-0.1	0.0
Max My	112.8	-116.3	0.7	0.0
Min My	65.0	-82.6	0.4	0.0

	Fra lasttog 2			
Komponent	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	8.6	20.9	-0.1	0.0
Min N	109.9	-269.2	1.2	0.0
Max Vz	106.1	-253.0	1.3	0.0
Min Vz	10.5	20.6	-0.1	0.0
Max My	101.3	-184.1	1.1	0.0
Min My	69.8	-137.7	0.9	0.0

VUG90 Ende: 0

	Egenlast			
Komponent	N	Vz	My	
	[kN]	[kN]	[kNm]	
Max N	-724.9	6.4	0.0	

	Fra lasttog 1			
Komponent	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	111.8	67.5	0.6	0.0
Min N	81.2	-117.7	-0.2	0.0
Max Vz	116.6	40.0	0.8	0.0
Min Vz	80.3	-117.7	-0.2	0.0
Max My	127.1	-31.8	0.0	0.0
Min My	112.8	66.6	0.7	0.0

	Fra lasttog 2			
Komponent	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	99.4	109.0	1.0	0.0
Min N	70.7	-138.0	-0.3	0.0
Max Vz	104.2	60.9	1.7	0.0
Min Vz	70.7	-138.0	-0.3	0.0
Max My	105.1	43.1	1.6	0.0
Min My	103.2	76.9	1.6	0.0

Skjøt VSU39

VUG100 Ende: 1

Egenlast				Fra lasttog 1					Fra lasttog 2				
Komponent	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	469.2	-9.7	0.0	Max N	122.3	274.6	-2.1	0.0	Max N	110.9	438.8	-3.9	0.0
				Min N	81.2	-101.9	0.5	0.0	Min N	70.7	-109.6	0.6	0.0
				Max Vz	81.2	-101.9	0.5	0.0	Max Vz	70.7	-109.6	0.6	0.0
				Min Vz	123.3	272.1	-2.2	0.0	Min Vz	110.9	438.8	-3.9	0.0
				Max My	121.4	272.7	-2.1	0.0	Max My	104.2	295.3	-1.8	0.0
				Min My	127.1	211.7	-1.8	0.0	Min My	103.2	262.9	-1.5	0.0

B.3.2 Krefter i skjøter i overgurt - Oppstrøms

Skjøt VSO10

VOG25 Ende: 1

Egenlast				Fra lasttog 1					Fra lasttog 2				
Komponent	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	140.9	-6.4	0.0	Max N	70.7	99.2	0.2	0.0	Max N	58.3	125.7	0.2	0.0
				Min N	27.7	-134.9	-0.5	0.0	Min N	17.2	-215.2	-0.8	0.0
				Max Vz	70.7	99.2	0.2	0.0	Max Vz	58.3	125.7	0.2	0.0
				Min Vz	24.9	-128.3	-0.6	0.0	Min Vz	12.4	-180.7	-1.0	0.0
				Max My	28.7	-133.9	-0.5	0.0	Max My	3.8	-50.0	-0.2	0.0
				Min My	23.9	-123.4	-0.6	0.0	Min My	18.2	-212.3	-0.7	0.0

VOG30 Ende: 0

Egenlast				Fra lasttog 1					Fra lasttog 2				
Komponent	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	695.6	6.1	0.0	Max N	70.7	108.4	-0.1	0.0	Max N	58.3	141.5	-0.1	0.0
				Min N	33.5	-50.6	0.2	0.0	Min N	22.0	-92.2	0.5	0.0
				Max Vz	35.4	-47.7	0.2	0.0	Max Vz	22.9	-91.1	0.5	0.0
				Min Vz	72.6	108.1	-0.1	0.0	Min Vz	62.1	138.8	-0.1	0.0
				Max My	18.2	5.5	0.0	0.0	Max My	9.6	24.7	-0.1	0.0
				Min My	25.8	-24.4	0.0	0.0	Min My	12.4	1.5	-0.1	0.0

Skjøt VSO16

VOG40 Ende: 1

Egenlast			
	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	343.4	-0.3	0.0

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	22.0	73.9	0.3	0.0
Min N	51.6	-56.7	0.4	0.0
Max Vz	60.2	-27.1	0.5	0.0
Min Vz	121.4	-5.2	-0.1	0.0
Max My	57.4	-40.4	0.5	0.0
Min My	60.2	-27.1	0.5	0.0

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	11.5	121.3	0.6	0.0
Min N	39.2	-102.8	0.6	0.0
Max Vz	19.1	104.8	0.7	0.0
Min Vz	109.9	-6.6	-0.1	0.0
Max My	62.1	27.1	0.6	0.0
Min My	44.0	-82.4	0.7	0.0

VOG45 Ende: 0

Egenlast			
	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	-398.0	7.4	0.0

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	21.0	73.4	-0.1	0.0
Min N	58.3	-132.3	0.3	0.0
Max Vz	55.4	-125.5	0.3	0.0
Min Vz	21.0	73.4	-0.1	0.0
Max My	56.4	-129.1	0.3	0.0
Min My	58.3	-132.3	0.3	0.0

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	10.5	103.3	-0.1	0.0
Min N	45.9	-210.2	0.6	0.0
Max Vz	43.0	-199.6	0.7	0.0
Min Vz	10.5	103.3	-0.1	0.0
Max My	62.1	-87.3	0.0	0.0
Min My	53.5	-159.1	0.1	0.0

Skjøt VSO22

VOG55 Ende: 1

Egenlast			
	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	-1210.3	-8.4	0.0

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	21.0	66.1	0.1	0.0
Min N	70.7	-259.7	-0.3	0.0
Max Vz	22.0	66.0	0.1	0.0
Min Vz	64.0	-229.6	-0.5	0.0
Max My	83.2	-174.7	-0.1	0.0
Min My	70.7	-259.7	-0.3	0.0

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	10.5	74.8	0.1	0.0
Min N	58.3	-351.9	-0.5	0.0
Max Vz	10.5	74.8	0.1	0.0
Min Vz	51.6	-288.3	-0.8	0.0
Max My	66.0	-283.5	-0.2	0.0
Min My	60.2	-346.8	-0.4	0.0

VOG60 Ende: 0

Egenlast			
	N	Vz	My

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My

Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	-1318.5	8.9	0.0

Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	120.4	64.9	-0.1	0.0
Min N	76.5	-271.1	0.5	0.0
Max Vz	75.5	-270.6	0.5	0.0
Min Vz	120.4	64.9	-0.1	0.0
Max My	74.6	-268.7	0.5	0.0
Min My	84.1	-220.8	0.3	0.0

Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	109.9	79.3	-0.1	0.0
Min N	64.0	-374.0	1.0	0.0
Max Vz	64.0	-374.0	1.0	0.0
Min Vz	10.5	62.1	-0.1	0.0
Max My	70.7	-319.7	0.5	0.0
Min My	77.4	-205.2	0.1	0.0

Skjøt VSO28

VOG70 Ende: 1

Komponent	Egenlast		
	N	Vz	My
	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	-789.5	-8.9	0.0

Komponent	Fra lasttog 1			
	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	121.4	111.3	0.1	0.0
Min N	87.0	-228.3	-0.6	0.0
Max Vz	121.4	111.3	0.1	0.0
Min Vz	84.1	-221.3	-0.6	0.0
Max My	76.5	-176.2	-0.4	0.0
Min My	89.8	-221.2	-0.4	0.0

Komponent	Fra lasttog 2			
	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	109.9	147.0	0.1	0.0
Min N	76.5	-305.2	-0.9	0.0
Max Vz	109.9	147.0	0.1	0.0
Min Vz	72.6	-276.8	-1.0	0.0
Max My	66.9	-207.7	-0.7	0.0
Min My	71.7	-265.0	-1.0	0.0

VOG75 Ende: 0

Komponent	Egenlast		
	N	Vz	My
	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	96.8	8.6	0.0

Komponent	Fra lasttog 1			
	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	121.4	138.0	-0.1	0.0
Min N	92.7	-107.4	0.4	0.0
Max Vz	95.6	-102.9	0.5	0.0
Min Vz	122.3	136.5	-0.1	0.0
Max My	85.1	-82.5	0.2	0.0
Min My	71.7	-43.7	0.1	0.0

Komponent	Fra lasttog 2			
	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	109.9	197.9	-0.2	0.0
Min N	83.2	-169.4	0.9	0.0
Max Vz	84.1	-167.3	0.9	0.0
Min Vz	111.8	192.7	-0.2	0.0
Max My	67.9	-54.9	0.2	0.0
Min My	75.5	-103.3	0.3	0.0

Skjøt VSO34

VOG85 Ende: 1

Komponent	Egenlast		
	N	Vz	My
	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	706.5	2.6	0.0

Komponent	Fra lasttog 1			
	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	81.2	95.1	0.6	0.0
Min N	111.8	-68.8	0.7	0.0

Komponent	Fra lasttog 2			
	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	71.7	136.9	0.9	0.0
Min N	99.4	-113.2	1.0	0.0

Max Vz	117.6	-30.6	0.9	0.0	Max Vz	106.1	-29.3	1.4	0.0
Min Vz	21.0	-2.0	-0.1	0.0	Min Vz	10.5	-12.5	-0.1	0.0
Max My	114.7	-58.9	0.8	0.0	Max My	104.2	-66.5	1.3	0.0
Min My	120.4	1.7	0.8	0.0	Min My	106.1	-29.3	1.4	0.0

VOG90 Ende: 0

Egenlast				Fra lasttog 1					Fra lasttog 2				
Komponent	N	Vz	My	Komponent	Pos.	N	Vz	My	Komponent	Pos.	N	Vz	My
	[kN]	[kN]	[kNm]		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	-34.7	6.8	0.0	Max N	81.2	86.7	-0.3	0.0	Max N	71.7	122.5	-0.3	0.0
Min N				Min N	118.5	-182.9	0.9	0.0	Min N	106.1	-301.0	1.6	0.0
Max Vz				Max Vz	116.6	-179.0	0.9	0.0	Max Vz	104.2	-292.5	1.8	0.0
Min Vz				Min Vz	80.3	86.6	-0.3	0.0	Min Vz	70.7	122.4	-0.3	0.0
Max My				Max My	121.4	-168.0	0.7	0.0	Max My	106.1	-301.0	1.6	0.0
Min My				Min My	123.3	-145.3	0.4	0.0	Min My	107.1	-297.7	1.5	0.0

B.3.2.1 Krefter i skjøter i undergurt - Nedstrøms

Skjøt HSU1

HUG10 Ende: 0

Egenlast				Fra lasttog 1					Fra lasttog 2				
Komponent	N	Vz	My	Komponent	Pos.	N	Vz	My	Komponent	Pos.	N	Vz	My
	[kN]	[kN]	[kNm]		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	747.2	-5.0	0.0	Max N	15.3	571.4	0.1	0.0	Max N	3.8	360.7	0.0	0.0
Min N				Min N	67.9	-87.3	0.0	0.0	Min N	58.3	-72.3	0.0	0.0
Max Vz				Max Vz	11.5	484.0	0.1	0.0	Max Vz	0.0	299.3	0.1	0.0
Min Vz				Min Vz	21.0	420.7	0.0	0.0	Min Vz	58.3	-72.3	0.0	0.0
Max My				Max My	17.2	542.0	0.0	0.0	Max My	3.8	360.7	0.0	0.0
Min My				Min My	29.6	213.8	0.0	0.0	Min My	6.7	342.7	0.0	0.0

Skjøt HSU9

HUG25 Ende: 1

Egenlast				Fra lasttog 1					Fra lasttog 2				
Komponent	N	Vz	My	Komponent	Pos.	N	Vz	My	Komponent	Pos.	N	Vz	My
	[kN]	[kN]	[kNm]		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]		[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	278.5	-6.0	0.0	Max N	23.9	375.5	-1.4	0.0	Max N	11.5	257.1	-0.9	0.0
Min N				Min N	67.9	-113.3	0.2	0.0	Min N	58.3	-93.7	0.2	0.0
Max Vz				Max Vz	67.9	-113.3	0.2	0.0	Max Vz	58.3	-93.7	0.2	0.0
Min Vz				Min Vz	24.9	373.3	-1.5	0.0	Min Vz	11.5	257.1	-0.9	0.0

Max My	19.1	318.1	-0.9	0.0
Min My	22.0	364.8	-1.2	0.0

Max My	3.8	155.2	-0.2	0.0
Min My	7.6	226.9	-0.7	0.0

HUG30 Ende: 0

Komponent	Egenlast		
	N	Vz	My
	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	-213.2	6.3	0.0

Komponent	Pos.	Fra lasttog 1		
		N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	28.7	288.5	0.5	0.0
Min N	69.8	-176.2	-0.1	0.0
Max Vz	35.4	174.9	0.9	0.0
Min Vz	76.5	-165.4	-0.1	0.0
Max My	16.2	90.6	0.0	0.0
Min My	24.9	259.6	0.1	0.0

Komponent	Pos.	Fra lasttog 2		
		N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	16.2	204.8	0.2	0.0
Min N	58.3	-141.4	-0.1	0.0
Max Vz	22.9	142.5	0.6	0.0
Min Vz	64.0	-137.0	-0.1	0.0
Max My	5.7	90.8	0.0	0.0
Min My	8.6	128.7	0.0	0.0

Skjøt HSU15

HUG40 Ende: 1

Komponent	Egenlast		
	N	Vz	My
	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	-1367.1	0.1	0.0

Komponent	Pos.	Fra lasttog 1		
		N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	121.4	36.7	-0.1	0.0
Min N	68.8	-212.0	0.7	0.0
Max Vz	30.6	-135.0	1.0	0.0
Min Vz	120.4	36.3	-0.1	0.0
Max My	49.7	-97.0	0.7	0.0
Min My	57.4	-173.2	0.9	0.0

Komponent	Pos.	Fra lasttog 2		
		N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	110.9	32.3	-0.1	0.0
Min N	59.3	-161.0	0.5	0.0
Max Vz	19.1	-88.7	0.7	0.0
Min Vz	109.9	32.2	-0.1	0.0
Max My	36.3	-51.7	0.4	0.0
Min My	53.5	-155.4	0.6	0.0

HUG45 Ende: 0

Komponent	Egenlast		
	N	Vz	My
	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	-414.5	6.8	0.0

Komponent	Pos.	Fra lasttog 1		
		N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	50.7	132.2	0.6	0.0
Min N	22.9	-138.9	-0.1	0.0
Max Vz	55.4	88.3	0.9	0.0
Min Vz	67.9	-44.6	-0.1	0.0
Max My	52.6	124.0	0.8	0.0
Min My	50.7	132.2	0.6	0.0

Komponent	Pos.	Fra lasttog 2		
		N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	39.2	79.9	0.4	0.0
Min N	11.5	-97.0	-0.1	0.0
Max Vz	43.0	65.3	0.6	0.0
Min Vz	10.5	-96.7	-0.1	0.0
Max My	53.5	-15.1	0.1	0.0
Min My	49.7	9.3	0.3	0.0

Skjøt HSU21

HUG55 Ende: 1

Egenlast			
	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	821.9	-7.7	0.0

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	63.1	343.8	-1.1	0.0
Min N	23.9	-87.7	0.1	0.0
Max Vz	22.9	-87.4	0.1	0.0
Min Vz	64.0	343.8	-1.1	0.0
Max My	74.6	196.6	-0.1	0.0
Min My	67.9	309.3	-0.8	0.0

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	51.6	246.3	-0.7	0.0
Min N	12.4	-65.6	0.1	0.0
Max Vz	11.5	-65.5	0.1	0.0
Min Vz	51.6	246.3	-0.7	0.0
Max My	60.2	191.0	-0.3	0.0
Min My	56.4	227.4	-0.5	0.0

HUG60 Ende: 0

Egenlast			
	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	1135.4	8.1	0.0

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	69.8	404.6	0.8	0.0
Min N	24.9	-68.7	-0.1	0.0
Max Vz	76.5	322.8	1.2	0.0
Min Vz	22.9	-68.1	-0.1	0.0
Max My	77.4	302.4	1.2	0.0
Min My	75.5	342.6	1.2	0.0

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	58.3	304.5	0.5	0.0
Min N	12.4	-53.9	-0.1	0.0
Max Vz	64.0	269.4	0.8	0.0
Min Vz	109.9	-45.8	-0.1	0.0
Max My	71.7	174.4	0.3	0.0
Min My	53.5	274.5	0.2	0.0

Skjøt HSU27

HUG70 Ende: 1

Egenlast			
	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	1128.4	-8.3	0.0

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	82.2	425.5	-1.3	0.0
Min N	120.4	-118.9	0.2	0.0
Max Vz	120.4	-118.9	0.2	0.0
Min Vz	84.1	420.0	-1.3	0.0
Max My	78.4	393.8	-0.8	0.0
Min My	63.1	162.0	-0.2	0.0

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	70.7	319.5	-0.9	0.0
Min N	109.0	-96.9	0.1	0.0
Max Vz	109.9	-96.9	0.1	0.0
Min Vz	71.7	317.4	-0.9	0.0
Max My	54.5	160.8	-0.2	0.0
Min My	63.1	254.2	-0.3	0.0

HUG75 Ende: 0

Egenlast			
	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	712.4	8.2	0.0

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	88.9	352.5	0.6	0.0
Min N	120.4	-165.4	-0.1	0.0
Max Vz	96.5	219.0	1.3	0.0
Min Vz	123.3	-156.9	-0.1	0.0
Max My	88.9	352.5	0.6	0.0
Min My	81.2	260.1	0.3	0.0

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	76.5	267.4	0.4	0.0
Min N	109.9	-131.7	-0.1	0.0
Max Vz	84.1	186.7	0.8	0.0
Min Vz	112.8	-122.9	-0.1	0.0
Max My	66.0	169.1	0.2	0.0
Min My	57.4	106.7	0.1	0.0

Skjøt HSU33

HUG85 Ende: 1

Egenlast			
	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	-1504.7	2.9	0.0

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	18.2	29.3	-0.1	0.0
Min N	120.4	-339.2	1.5	0.0
Max Vz	115.7	-302.4	1.7	0.0
Min Vz	22.0	27.8	-0.1	0.0
Max My	113.7	-265.8	1.6	0.0
Min My	87.9	-160.5	1.3	0.0

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	8.6	25.7	-0.1	0.0
Min N	109.9	-245.6	1.1	0.0
Max Vz	106.1	-230.3	1.2	0.0
Min Vz	10.5	25.1	-0.1	0.0
Max My	109.9	-245.6	1.1	0.0
Min My	101.3	-166.8	1.0	0.0

HUG90 Ende: 0

Komponent	Egenlast		
	N	Vz	My
	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	-743.5	6.4	0.0

Komponent	Fra lasttog 1			
	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	110.9	143.9	1.3	0.0
Min N	82.2	-164.1	-0.4	0.0
Max Vz	116.6	50.2	2.1	0.0
Min Vz	128.1	-101.5	-0.6	0.0
Max My	114.7	103.0	2.1	0.0
Min My	115.7	78.4	2.1	0.0

Komponent	Fra lasttog 2			
	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	99.4	99.3	0.9	0.0
Min N	69.8	-137.9	-0.3	0.0
Max Vz	104.2	58.9	1.5	0.0
Min Vz	70.7	-137.9	-0.3	0.0
Max My	107.1	8.7	1.3	0.0
Min My	108.0	-9.0	1.1	0.0

Skjøt HSU39

HUG100 Ende: 1

Komponent	Egenlast		
	N	Vz	My
	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	446.7	-9.7	0.0

Komponent	Fra lasttog 1			
	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	122.3	562.3	-5.1	0.0
Min N	81.2	-128.1	0.7	0.0
Max Vz	83.2	-127.4	0.7	0.0
Min Vz	124.3	545.9	-5.3	0.0
Max My	124.3	545.9	-5.3	0.0
Min My	116.6	423.8	-3.0	0.0

Komponent	Fra lasttog 2			
	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	110.9	402.8	-3.5	0.0
Min N	69.8	-113.7	0.6	0.0
Max Vz	70.7	-113.5	0.6	0.0
Min Vz	110.9	402.8	-3.5	0.0
Max My	108.0	375.7	-3.0	0.0
Min My	109.9	400.3	-3.4	0.0

B.3.2.2 Krefter i skjøter i overgurt - Nedstrøm

Skjøt HSO10

HOG25 Ende: 1

Komponent	Egenlast		
	N	Vz	My
	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	99.3	-6.5	0.0

Komponent	Fra lasttog 1			
	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	67.9	128.3	0.2	0.0
Min N	29.6	-266.6	-0.9	0.0
Max Vz	67.9	128.3	0.2	0.0
Min Vz	24.9	-225.3	-1.5	0.0
Max My	17.2	-59.2	-0.6	0.0
Min My	15.3	-30.5	-0.3	0.0

Komponent	Fra lasttog 2			
	Pos.	N	Vz	My
	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	58.3	106.4	0.2	0.0
Min N	17.2	-190.4	-0.7	0.0
Max Vz	58.3	106.4	0.2	0.0
Min Vz	12.4	-158.3	-0.9	0.0
Max My	12.4	-158.3	-0.9	0.0
Min My	6.7	-73.3	-0.6	0.0

HOG30 Ende: 0

Egenlast			
	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	639.6	6.1	0.0

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	67.9	143.4	-0.1	0.0
Min N	34.4	-118.4	0.8	0.0
Max Vz	36.3	-113.5	0.8	0.0
Min Vz	73.6	137.9	-0.1	0.0
Max My	24.9	13.3	0.0	0.0
Min My	11.5	77.3	-0.1	0.0

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	58.3	116.0	-0.1	0.0
Min N	22.0	-78.4	0.5	0.0
Max Vz	22.9	-77.7	0.5	0.0
Min Vz	62.1	113.9	-0.1	0.0
Max My	3.8	50.9	-0.1	0.0
Min My	11.5	18.3	-0.1	0.0

Skjøt HSO16

HOG40 Ende: 1

Egenlast			
	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	291.7	-0.3	0.0

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	21.0	177.3	0.7	0.0
Min N	51.6	-156.8	0.9	0.0
Max Vz	30.6	141.3	1.0	0.0
Min Vz	120.4	-2.5	-0.1	0.0
Max My	53.5	-145.4	0.9	0.0
Min My	55.4	-123.2	1.0	0.0

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	9.6	122.6	0.5	0.0
Min N	40.1	-100.2	0.6	0.0
Max Vz	46.8	-65.1	0.7	0.0
Min Vz	109.9	-1.6	-0.1	0.0
Max My	51.6	-32.8	0.6	0.0
Min My	40.1	-100.2	0.6	0.0

HOG45 Ende: 0

Egenlast			
	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	-440.7	7.4	0.0

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	21.0	144.1	-0.1	0.0
Min N	57.4	-290.5	0.9	0.0
Max Vz	55.4	-283.7	0.9	0.0
Min Vz	22.0	143.7	-0.1	0.0
Max My	70.7	-141.2	-0.1	0.0
Min My	58.3	-288.6	0.8	0.0

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]
Max N	9.6	106.5	-0.1	0.0
Min N	45.9	-201.8	0.5	0.0
Max Vz	43.0	-189.7	0.6	0.0
Min Vz	10.5	106.3	-0.1	0.0
Max My	55.4	-144.5	0.0	0.0
Min My	39.2	-142.7	0.4	0.0

Skjøt HSO22

HOG55 Ende: 1

Egenlast			
	N	Vz	My
Komponent	[kN]	[kN]	[kNm]

Fra lasttog 1				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]

Fra lasttog 2				
	Pos.	N	Vz	My
Komponent	[m]	[kN]	[kN]	[kNm]

Max N	-1236.9	-8.4	0.0
-------	---------	------	-----

Max N	21.0	95.0	0.1	0.0
Min N	69.8	-437.4	-0.7	0.0
Max Vz	22.9	93.6	0.1	0.0
Min Vz	64.0	-373.4	-1.1	0.0
Max My	72.6	-422.3	-0.3	0.0
Min My	79.3	-293.6	-0.1	0.0

Max N	9.6	78.8	0.1	0.0
Min N	58.3	-337.7	-0.5	0.0
Max Vz	11.5	78.0	0.1	0.0
Min Vz	51.6	-279.5	-0.7	0.0
Max My	67.9	-252.6	-0.1	0.0
Min My	55.4	-325.7	-0.6	0.0

HOG60 Ende: 0

Komponent	Egenlast		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	-1335.9	8.8	0.0

Komponent	Pos. [m]	Fra lasttog 1		
		N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	121.4	91.5	-0.1	0.0
Min N	76.5	-464.4	1.3	0.0
Max Vz	76.5	-464.4	1.3	0.0
Min Vz	22.9	74.9	-0.1	0.0
Max My	87.0	-274.6	0.1	0.0
Min My	73.6	-452.8	1.2	0.0

Komponent	Pos. [m]	Fra lasttog 2		
		N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	109.9	77.6	-0.1	0.0
Min N	64.0	-354.5	0.9	0.0
Max Vz	64.0	-354.5	0.9	0.0
Min Vz	11.5	64.3	-0.1	0.0
Max My	64.0	-354.5	0.9	0.0
Min My	67.9	-339.2	0.7	0.0

Skjøtt HSO28

HOG70 Ende: 1

Komponent	Egenlast		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	-804.4	-8.9	0.0

Komponent	Pos. [m]	Fra lasttog 1		
		N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	120.4	174.6	0.2	0.0
Min N	88.9	-366.6	-1.0	0.0
Max Vz	120.4	174.6	0.2	0.0
Min Vz	85.1	-339.8	-1.4	0.0
Max My	91.8	-346.1	-0.6	0.0
Min My	87.9	-365.0	-1.2	0.0

Komponent	Pos. [m]	Fra lasttog 2		
		N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	109.9	140.2	0.1	0.0
Min N	76.5	-290.4	-0.8	0.0
Max Vz	109.9	140.2	0.1	0.0
Min Vz	71.7	-257.2	-0.9	0.0
Max My	74.6	-283.4	-0.9	0.0
Min My	66.9	-206.7	-0.7	0.0

HOG75 Ende: 0

Komponent	Egenlast		
	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	77.4	8.5	0.0

Komponent	Pos. [m]	Fra lasttog 1		
		N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	120.4	244.2	-0.2	0.0
Min N	94.6	-215.8	1.2	0.0
Max Vz	96.5	-210.8	1.3	0.0
Min Vz	123.3	234.7	-0.2	0.0
Max My	70.7	-25.4	0.1	0.0

Komponent	Pos. [m]	Fra lasttog 2		
		N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	109.9	186.1	-0.1	0.0
Min N	83.2	-157.7	0.8	0.0
Max Vz	84.1	-155.0	0.8	0.0
Min Vz	111.8	181.2	-0.1	0.0
Max My	86.0	-139.8	0.8	0.0

Min My	78.4	-56.6	0.2	0.0	Min My	68.8	-65.9	0.2	0.0
--------	------	-------	-----	-----	--------	------	-------	-----	-----

Skjøtt HSO34

HOG85 Ende: 1

Egenlast				Fra lasttog 1					Fra lasttog 2				
Komponent	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	682.8	2.6	0.0	Max N	84.1	157.1	1.1	0.0	Max N	71.7	121.2	0.8	0.0
				Min N	110.9	-148.2	1.3	0.0	Min N	99.4	-101.2	0.9	0.0
				Max Vz	116.6	-55.1	1.8	0.0	Max Vz	106.1	-27.9	1.2	0.0
				Min Vz	22.0	-6.3	-0.1	0.0	Min Vz	10.5	-5.1	-0.1	0.0
				Max My	116.6	-55.1	1.8	0.0	Max My	105.1	-45.2	1.2	0.0
				Min My	113.7	-127.6	1.7	0.0	Min My	102.3	-86.4	1.1	0.0

HOG90 Ende: 0

Egenlast				Fra lasttog 1					Fra lasttog 2				
Komponent	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]	Komponent	Pos. [m]	N [kN]	Vz [kN]	My [kNm]
Max N	-56.6	6.8	0.0	Max N	84.1	138.8	-0.4	0.0	Max N	71.7	108.7	-0.3	0.0
				Min N	117.6	-392.3	2.2	0.0	Min N	106.1	-271.8	1.4	0.0
				Max Vz	116.6	-387.7	2.2	0.0	Max Vz	104.2	-263.5	1.6	0.0
				Min Vz	128.1	-98.6	-0.5	0.0	Min Vz	70.7	108.6	-0.3	0.0
				Max My	123.3	-269.3	0.6	0.0	Max My	102.3	-235.6	1.4	0.0
				Min My	120.4	-362.3	1.7	0.0	Min My	113.7	-155.7	0.2	0.0

B.4 Referanser

Focus Software AS. (u.d.). Focus Konstruksjon 2022. <http://www.focus.no>. Hentet fra <http://www.focus.no>

Standard Norge. (2010). *NS-EN 1991-2:2003+NA:2010 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner. Del 2: Trafikklaster på bruer.*

Standard Norge. (2015). *NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015 Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.*

Standard Norge. (2016). *NS-EN 14080:2013+NA:2016 Trekonstruksjoner. Limtre og limt laminert heltre. Krav.*

Standard Norge. (2021). *NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2021 Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.*

Standard Norge AS. (2010). *NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010 Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner. Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger.*

Statens vegvesen. (28.05.2015). K100 Bru nr. 05-1838 Tretten bru. Oversikt. Form. Som Utført.
Statens vegvesen. (28.05.2015). K300 Bru nr. 05-1838 Tretten bru. Fagverk. Oversikt. Plan og oppriss.
Form. Som Utført.
Statens vegvesen. (28.05.2015). K441 Bru nr.05-1838 Tretten bru. Materialliste. Tredeler. Som utført.

C Vedlegg: Numeriske simuleringer av brukollaps

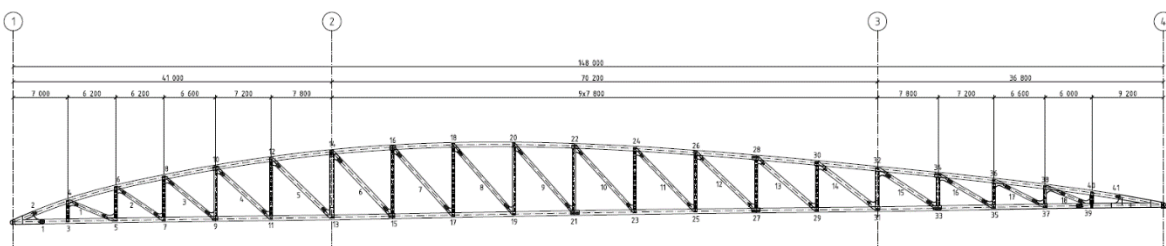
C.1 Forutsetninger

Hensikten med disse simuleringene er å studere hvor bruddet kan ha startet og hvordan det kan ha utviklet seg til full kollaps av brua. Som belastning er det benyttet egenlast og en kjøretøylast på 490 kN på ett fagverk. Denne belastningen tilsvarer omtrent to møtende lastebiler på ugunstigste sted på en intakt bru og er derfor større enn den som var på brua under kollapsen. Det er usikkert hvordan lastfordelingen vil være mellom fagverkene etter at ett eller flere elementer har gått til brudd, og her betraktes ett fagverk separat og ingen lastfordeling mellom de to fagverkene. Fokus her er å finne kritiske konstruksjonselementer, fjerne ett og ett av disse (antatt brudd) og, basert på den endrede kraftfordelingen i fagverket og kapasitetene til de gjenværende elementer, prøve å fastlegge bruddforløpet, dvs. rekkefølgen til bruddene.

For nøyaktigere vurdering av styrke mot belastning for kritiske elementer, henvises det til vedlegg F. Her betraktes kun den relative styrkefordelingen sett i lys av endringer kraftfordelingen. Det er ikke tatt hensyn til forhistorien til brua, dvs. at kapasiteten er vurdert som om brua er ny. Det er dermed her ikke tatt stilling til om noen av delene kan ha fått redusert kapasitet pga. skadeutvikling over tid. Det er heller ikke tatt hensyn til at brukollapsen trolig har en varighet på kun 5-10 sekunder, og derfor kan gi større bruddmotstand enn styrke basert på referansefastheter.

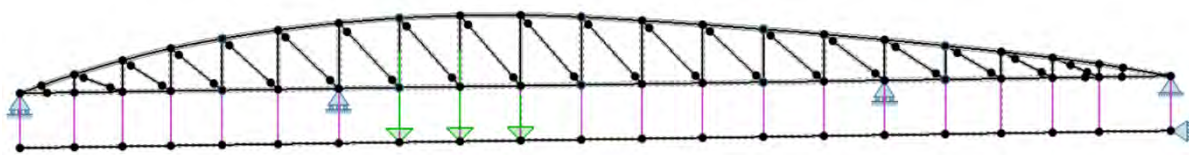
Modellering er utført med 2D-programmet Fap2D (Kolbein Bell, NTNU). Programmet er et ikke-lineært FEM program. Programmet tar hensyn til store endringer i geometri, men ikke ulineær materialoppførsel eller brudd i materialer. Effekten av brudd og reduserte materialeegenskaper modelleres her ved å fjerne elementer eller å redusere deres elastiske egenskaper. Løsningen beregnes trinnvis med last-trinn, men brukeren har ikke anledning til å endre geometri eller materialer mellom last-trinnene.

Kun ett fagverk er modellert (nedstrøms) og hoveddimensjonene er som følger:

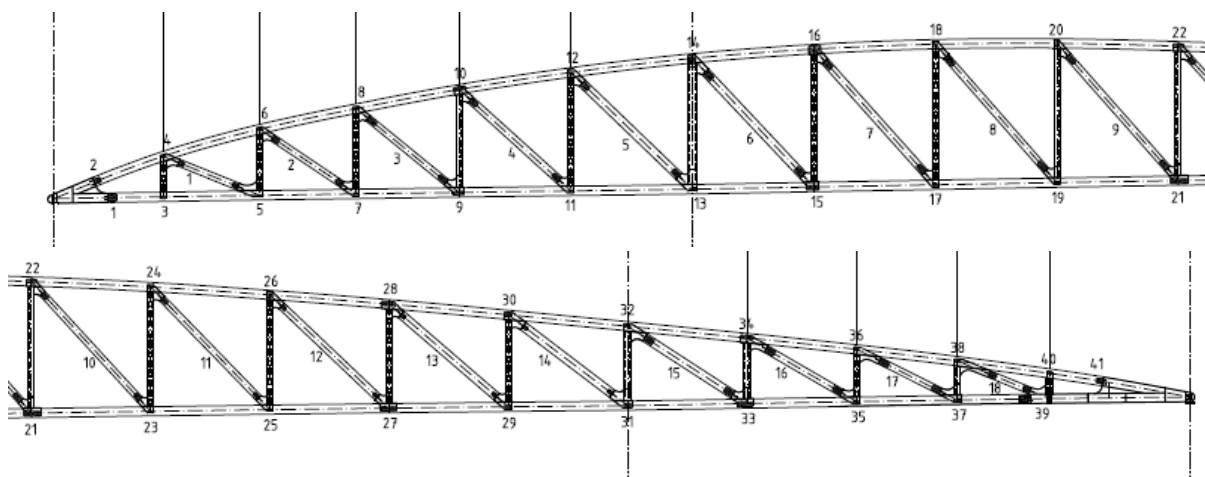


Avstand fra underkant fagverk til elvebunn er fra 10 m ved akse 2, til 12 m i en avstand ca. 15 m (to spenn = $2 \cdot 7800$ mm) mellom tverr-bærerne fra akse 2, og vil være bestemmende for maksimal forskyvning ved akse 2. Grunnmodellen er modellert med dekket hengende i hengestenger på undersiden for å lette studiet av kreftene i konstruksjonen når en plotter momenter og krefter. Denne modellen er utarbeidet i samarbeid med Kolbein Bell, NTNU.

Belastning er egenlast og en modell-lastebil som gir 490 kN over ca. 16 m lengde (200 i knutepunkt 15, 200 kN i knutepunkt 17 og 90 kN i knutepunkt 19), og anses som representativ på kollapseidspunktet. Denne plasseringen av lasten er ugunstigste plassering med hensyn til diagonal 6, men den er også nært ugunstigste med hensyn på diagonal 7. Avstanden mellom knutepunktene i midtspennet er 7800 mm. Plasseringen av lastebilen er holdt konstant, selv om en endring av plasseringen medfører noen mindre endringer i kraftfordelingen i konstruksjonen. Det er liten tvil om at brua kollapse når lastebilen med henger (totalt ca. 50 tonn) har passert akse 2, men at den aldri nådde akse 3. Belastning fra lastebilen i den numeriske modellen er vist med grønne piler under.



Det refereres til knutepunkts-nummerering som ble benyttet i prosjekteringen av brua og som er gjengitt nedenfor.



C.2 Kapasiteter og stivheter

I beregningsgrunnlaget er mesteparten av limtreet spesifisert til GL32c, men disse bjelkene ville antagelig ha blitt klassifisert som GL30c i dag. Karakteristiske fastheter for strekk, trykk og skjær er de samme for de to klassene, kun karakteristisk bøyefasthet og stivhet er høyere for GL32c.

I dette notatet er det for stivheter benyttet *antatte* middelerverdier for materialene, limtre GL32c med 12500 MPa og stål med 210000 MPa. Middelerverdien for stivhet av limtre er noe redusert i forhold hva som er spesifisert i EN 14080. Tanken bak dette valget er at forbindelser reduserer stivheten til trekonstruksjoner, og forbindelsene sitter i tillegg i de midtre lamellene av limtreet, som har både lavere fasthet og stivhet relativt til ytterlamellene. Disse effektene gjenspeiles her i valget av stivhet.

Alle skjøter i overgurt er i utgangspunktet modellert som stive siden de er utstøpt. Det samme gjelder innfestingen av diagonaler, strekkskjøtene her er ikke utstøpt, men de er ganske lange og vil gi merkbar stivhet i innfestingen. Selv om skjøtene betraktes som stive i utgangspunktet, så har de redusert kapasitet (styrke) tilsvarende kapasiteten av skjøten, og dette hensyntas i beregningene.

Kapasiteter for alle kritiske knutepunkter er beregnet og angitt i N og mm. Beregningene er basert på middelerverdier for materialer, og geometri fra tegningsunderlaget. Det er ingen sikkerhetsfaktorer som er medtatt, og verdiene må derfor betraktes som de mest sannsynlige virkelige verdiene. Det er tatt hensyn til utkapp i materialene, dvs. nettoareal er benyttet der hvor det er aktuelt. Alle forbindelser (med noen få unntak) sitter i de midterste lamellene av limtrebjelker av kvalitet GL32C. Det er for disse beregningene benyttet en midlere strekkfasthet på 29 MPa og skjærfasthet på 4.9 MPa.

I skjøtte knutepunkter i gurtene er det skilt mellom venstre side (V) og høyre side (H), slik at det er kapasiteten til innfestingen av limtre-elementet som er angitt. I alle knutepunkter hvor det er en ende av et limtreelement som er festet mot en stål-del, er det også beregnet blokkutrivning pga. aksialkraft iht. til

det nyeste forslaget til Eurocode 5 (prEN 1995-1-1:2023). De samme beregningsforutsetningene er også anvendt for å kvantifisere momentkapasiteten til en innfesting med inn-slissede stålplater og dybler.

Ingen av kapasitetene er redusert for effekter fra for eksempel utmatting, fukt eller lastvarighet, verdiene her er representative middelverdier for korttidslast i referanseklima (RF=65 % og 20°C). Alle kapasiteter er angitt for en kraftvirkning alene, dvs. at interaksjon mellom kraftvirkningen av aksialkraft og moment må vurderes i tillegg.

Følgende forkortelser er benyttet:

D	Diagonal
UG	UnderGurt
OG	OverGurt
-V	Venstre side
-H	Høyre side
Nkap /E6	Aksialkraft (N) kapasitet i knutepunktet basert på nettotverrsnitt (delt på 10^6)
Mkap /E9	Moment kapasitet (Nmm) i knutepunktet basert på nettotverrsnitt (delt på 10^9)
Ndybel/E6	Aksialkraft (N) kapasitet i knutepunktet basert på dyblene (delt på 10^6)
Nbs/E6	Aksialkraft (N) kapasitet i knutepunktet basert på blokk-utrivning (delt på 10^6)
Mbsv/E6	Moment (Nmm) kapasitet basert på blokk-utrivning pga. skjær (delt på 10^6)
Mbst/E6	Moment (Nmm) kapasitet basert på blokk-utrivning strekk (delt på 10^6)

Når et knutepunkt har en skjøt av limtreelementer, beregnes kapasiteten for begge elementene separat, som høyre og venstre; -H og -V.

Kreftene i elementer er også angitt som for eksempel i OG 32-34, og da menes krefter i elementet mellom knutepunktene 32 og 34, bestemt nært det første knutepunktet, her 32. Hvis kreftene representer belastningen på knutepunktet benyttes gjerne betegnelsen OG 32H, dvs. OverGurt knuteunkt 32 Høyre side (sett fra nedstrøms side). Disse verdiene er benyttet til å avgjøre om kapasiteten til et element eller knutepunkt er overskredet i beregningene. I tillegg er det benyttet skjønnsmessige betraktninger, for eksempel er ikke en overskridelse i trykk betraktet som like kritisk som en overskridelse i strekk. En overskredet kapasitet av dyblene til en dybel-forbindelse er også mer duktil enn en blokk-utrivning, og derfor vurderes blokk-utrivning som mer kritisk enn overskredet dybelkapasitet. Videre må den store statistiske spredningen til materialegenskapene til tre tas med i betraktningene. Det er ikke nødvendigvis slik at en liten overskridelse av en beregningsmessig kapasitet må medføre brudd. Denne undersøkelsen får derfor et preg av en iterativ vurdering for å finne den mest trolige bruddutviklingen i overensstemmelse med de observerte skadene på brua etter kollapsen.

Maksimale kapasiteter:

Del	Knutepunkt	Nkap /E6	Mkap/E9	Ndybel/E6	Nbs/E6	Mbsv/E6	Mbst/E6
D	6	6,71		3,64	3,13	117	203
D	7	5,54		2,96	2,25	66	144
D	15	6,71		3,08	3,13	117	171
D	16	5,39		3,01	2,81	105	153
UG	13	9,35	1,36				
OG	14	9,93	1,40				
UG-V	15	8,94	1,33	3,15	3,78	142	209
UG-H	15	8,94	1,33	1,99	3,78	142	128
OG-V	16	9,93	1,40	1,66	6,21	407	205
OG-H	16	9,93	1,40	2,15	7,12	407	268
UG	17	9,35	1,33				
OG	18	9,93	1,40				
UG-V	21	8,94	1,33	3,15	3,78		
UG-H	21	8,94	1,33	3,71	3,78	142	206
OG-V	22	1,04	1,47	0,994	3,56	142	245
UG-V	27	8,94	1,33	3,71	3,78	142	242
UG-H	27	8,94	1,33	3,15	3,78	142	206
UG	29	8,94	1,33				
OG	30	9,71	1,44				
UG	31	8,94	1,33				
OG	32	9,93	1,46				
UG-V	33	8,74	1,31	4,33	4,54	207	292
UG-H	33	9,15	1,35	2,15	3,02	89	292
OG-V	34	9,93	1,46	2,15	3,28	96	147
OG-H	34	9,93	1,46	2,15	3,28	96	147

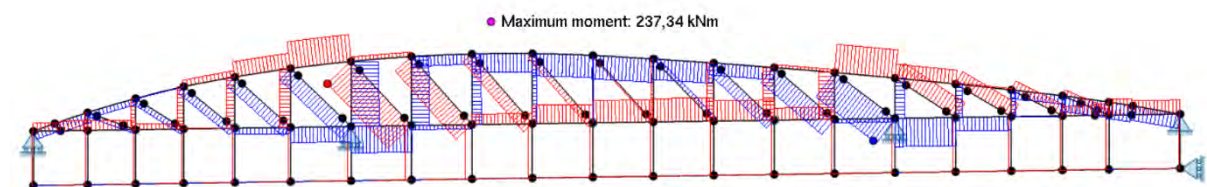
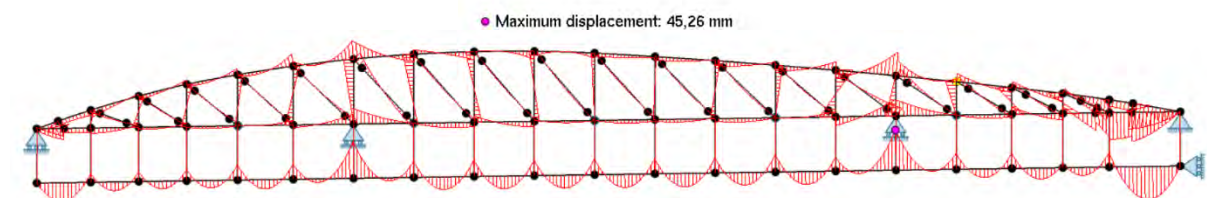
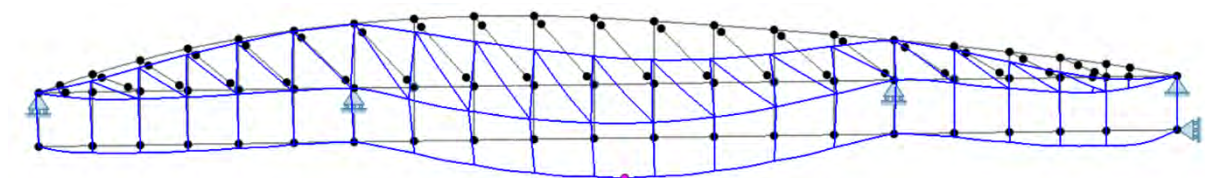
I det følgende er det foretatt simuleringer med forskjellige forutsetninger og antagelser om rekkefølger av skader. De delene som anses mest kritiske, eller har stor betydning for skadeomfanget, er listet i en tabell under plottene for deformasjoner, momentfordeling og aksialkraftfordeling. Disse kreftene og momentene er sammenlignet med kapasitetene over, og er grunnlaget for vurderingene av videre skadeutvikling. Tall i tabellene som er uthevet med «**bold**» er de som anses å være de som kan være kritiske mht. kapasitet og mulig brudd.

I tabellene angis også i enkelte tilfeller oversidespenning og undersidespenning, og disse er brutto overslag basert på ytre mål av tverrsnittet.

Plottene for momenter er fremstilt slik at momentdiagrammet er tegnet på den siden som gir strekk-spenninger i ytterkanten av tverrsnittet. I aksialkraft-diagrammene angir blå farge trykk, og rød farge strekk. Størrelsene på diagrammene i plottene er ikke absolutte, de er skalerte for å best mulig visualisere deformasjoner eller kraftfordeling.

C.3 Start av kollaps, Modell med hengende dekke

C.3.1 Uskadet tilstand. Basis modell med egenlast og kjøretøylast i 15, 17 og 19.



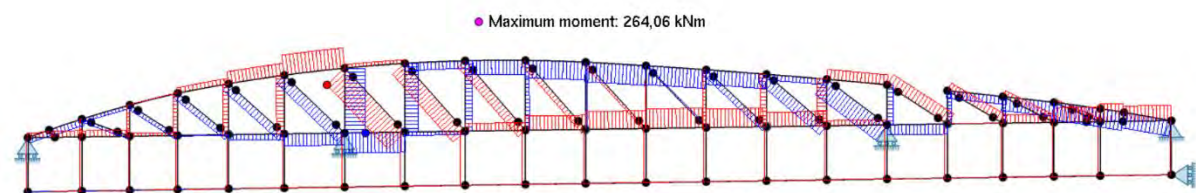
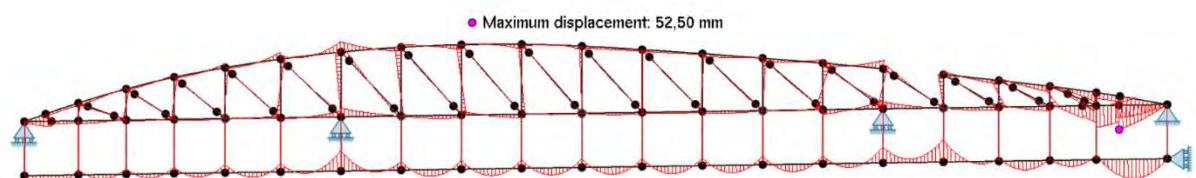
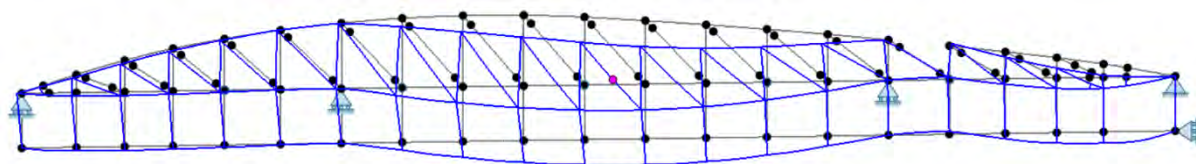
Max. tension: 1 931,27 kN Max. compression: 1 835,84 kN

Komponent	Aksialkraft kN		Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H	256		109	3,2	2,0
OG 16V	258		39,6		
UG 13H	-1576		90		
OG 32H	846		76		
OG 34V	845				
Diagonal 6	1926		33.2		
Diagonal 7	1290		6,7		
Diagonal 15	1031		29,7		

Ingen overskridelser som medfører brudd. Det mest belastede områdene av brua er diagonalene 6 og 7, samt området rundt akse 3. Trykk-krefter mellom brudekke og undergurt antyder at dekket kan ha en tendens til å løfte seg fra tverrbjelkene enkelte steder, men dette neglisjeres her siden last-toget i virkeligheten er mere jevnt fordelt enn de tre konsentrerte lastene som er benyttet her.

C.3.2 Antar initialt brudd i knutepunkt 34 (OG34V)

Fjerner element 32-34:



● Max. tension: 2 035,95 kN Max. compression: 1 754,50 kN

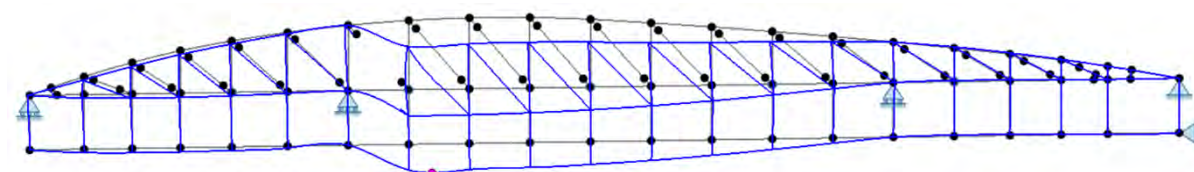
Komponent	Aksialkraft kN		Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H	+292		115		
UG 13H	-1679		95		
OG 14V	+1699		86		
OG 32H					
OG 34V					
Diagonal 6	2031		34		

Komponent	Aksialkraft kN		Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
Diagonal 7	1387		6		
Diagonal 15	1011		31		

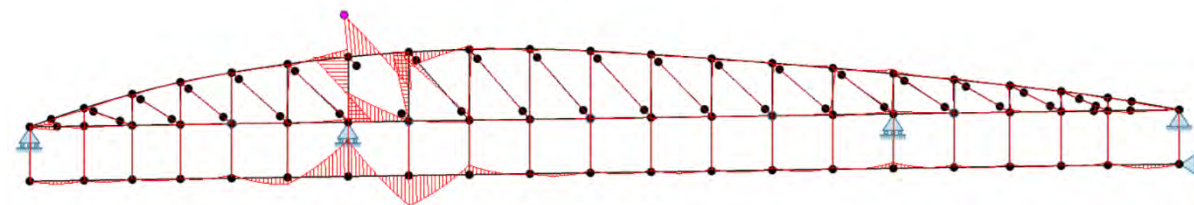
Et intielt brudd i knutepunkt OG 34V gir kun små endringer i kraftbildet i de øvrige antatt kritiske deler av konstruksjonen, ca. 5 % økning i diagonal 6 (kapasitet = 3130 kN) og ca. 8 % i diagonal 7 (kapasitet 2250 kN). Det er ingen deler av konstruksjonen som har krefter som nærmer seg kapasitetene.

C.3.3 Antar initialt brudd i diagonal 6

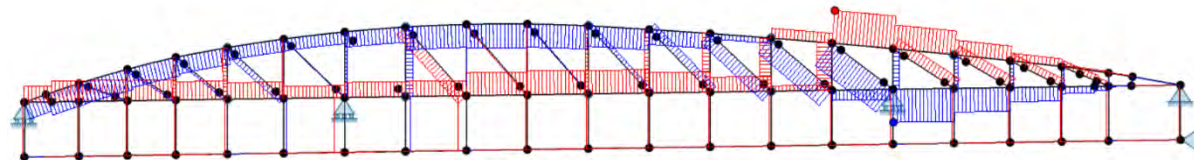
Fjerner diagonal 6:



● Maximum displacement: 195,37 mm



● Maximum moment: 2 015,70 kNm



● ● Max. tension: 3 123,14 kN Max. compression: 3 141,69 kN

Komponent	Aksialkraft kN		Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
-----------	-------------------	--	---------------	------------------------------	-------------------------------

OG 14H	-964		2016	45,7	-50,3
UG 13H	914		1382	+38	-33
UG 15V	919				
OG 32H	1917		113	+7	-2
OG 34V	1912		43		
Diagonal 7	1328		270	-7,7	+18,3
Diagonal 15	1090		44	+5	+2

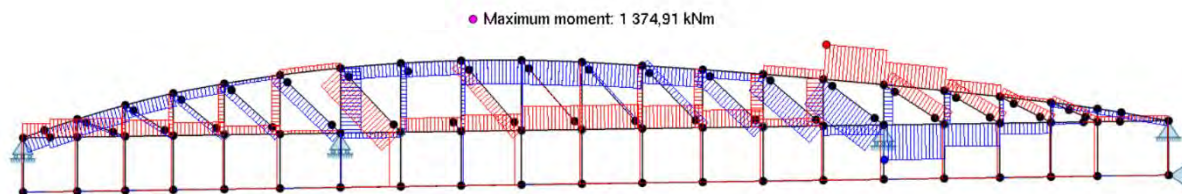
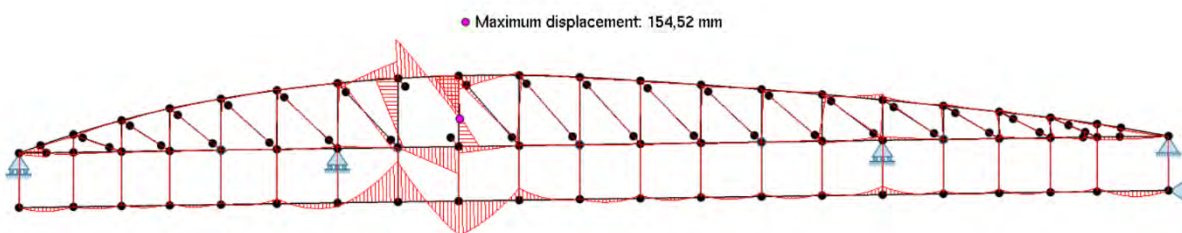
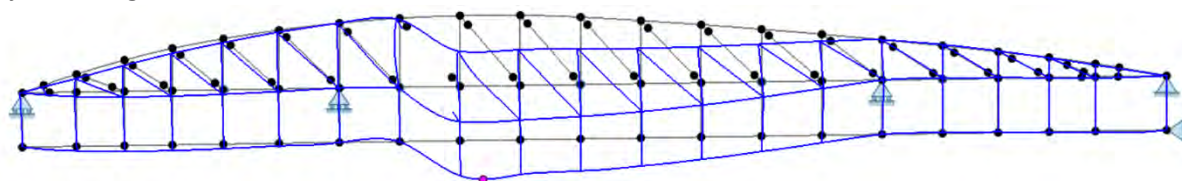
Diagonal 7 får en kraftig økning i moment på 270 kNm i dybelgruppen, som er godt over antatt kapasitet på 144 kNm. Så selv om kapasiteten på blokk-utrivning (2250 kN) ikke er overskredet, så vil kombinasjonen med moment kunne medføre en overskridelse av strekk-fastheten på ca. 250%.

Momentet i knutepunkt OG 14 er 2016 kNm og momentkapasiteten (1400 kNm) ved knutepunkt 14 (akse 2) blir overskredet. Kapasiteten blir også litt overskredet i knutepunkt 13.

Oppsummering her er at hvis diagonal 6 feiler først, så vil flere deler av konstruksjonen få kritiske belastninger. Diagonal 7 vil antageligvis også få brudd. Knutepunkt 14 er overbelastet på moment, men siden det står i trykk, så er det ikke sikkert at kontinuiteten til konstruksjonen forsvinner her i første omgang. Knutepunkt UG 13H vil kunne få brudd i denne situasjonen mest pga. stort moment.

C.3.4 Antar initialt brudd i diagonal 7

Fjerner diagonal 7:



● Max. tension: 2 514,69 kN Max. compression: 2 527,13 kN

Komponent	Aksialkraft kN		Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 16H	-1027		1255	+27	-32
OG 16V	-906		530		
UG 15V					
OG 32H					
OG 34V	1635				
Diagonal 6	1921		132		
Diagonal 15	1076		40		

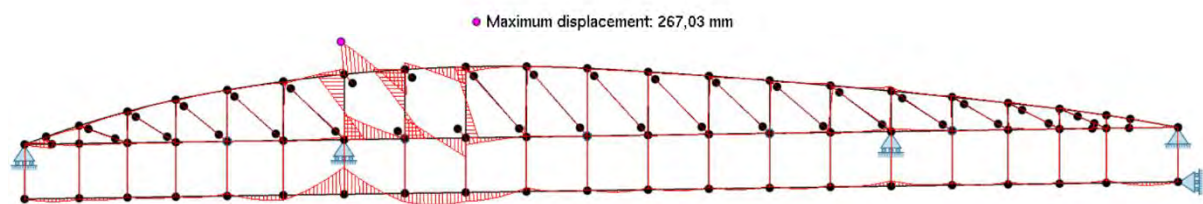
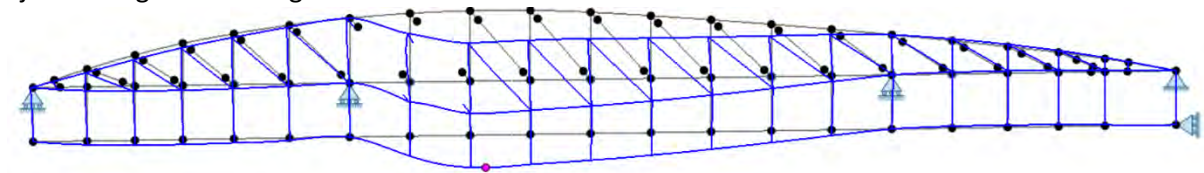
Diagonal 6 har fortsatt høy aksialbelastning og får ca. 30 % overskridelse av strekkfastheten pga. kombinasjonen av aksialkraft og moment i knutepunktet. Det er mulig at konstruksjonen kan opprettholde

denne tilstanden i en begrenset periode, men pga. momentbelastningen vil knutepunktetene i diagonal 6 kunne få skadeutvikling og deretter brudd, trolig etter kort tid (uker?).

Basert på betraktningene over, er det sannsynlig at både diagonal 6 og 7 får brudd i den første fasen av brukollapsen. Om det er brudd i diagonal 6 eller 7 først, ser ut til å ha mindre betydning for den videre bruddutvikling. Det er mulig å følge bruddutviklingen med begge antagelsene og de ser ut til å gi overveiende de samme bruddforløpene.

C.3.5 Antar simultant brudd i både diagonal 6 og 7

Fjerner diagonalene 6 og 7:



● Max. tension: 3 465,66 kN Max. compression: 3 485,10 kN

Komponent	Aksialkraft kN		Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H	-1882		1793	+38	-47
UG 13H	+1837		1381	+40	-31
UG 16V	-1863		1379	-32	+28
UG 15V	+1842		0		
OG 32H	2560		124		
OG 34V	2560		102		
Diagonal 15	1125		52		
Diagonal 16	982		28		

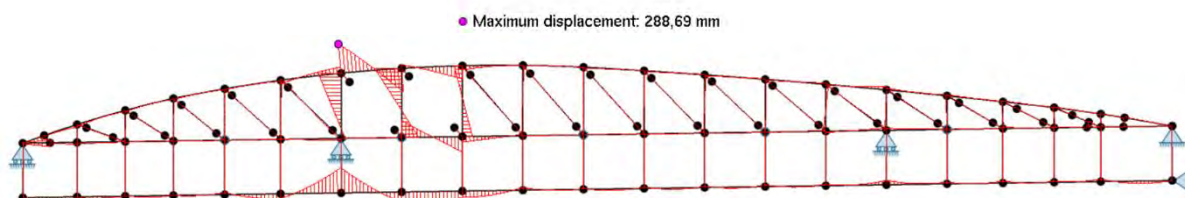
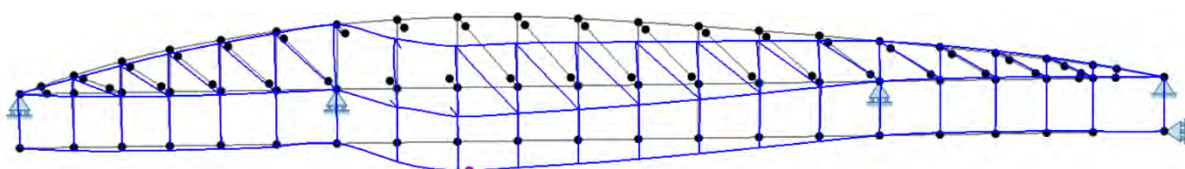
OG 14H har store deler av tverrsnittet i trykk, og kan derfor sannsynligvis overføre trykk-krefter selv om den får et delvis brudd på strekksiden. OG 14H fjernes derfor ikke i første omgang.

UG 13H har 21 % overskridelse og har stor deler i strekk.

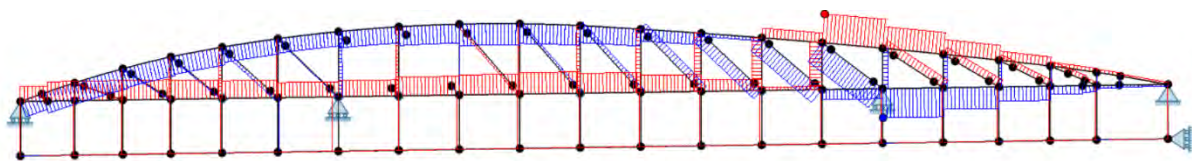
OG 34V er en skjøt som er utstøpt, men i denne tilstanden er aksialkraften strekk med +2560 kN og overskrider sin aksialkapasitet på dybelgruppen (2150 kN). OG 34V er også nær overskridelse på moment og blokkbrudd.

Det velges først å fjerne momentstivhet i knutepunkt UG13.

Fjerner først momentstivhet i knutepunkt 13 (akse2) (i element UG13-15):



Maximum moment: 1 986,35 kNm

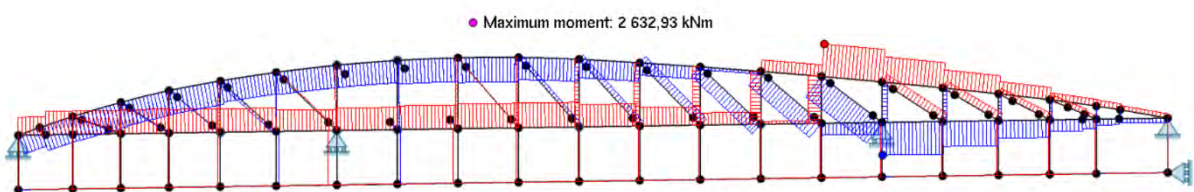
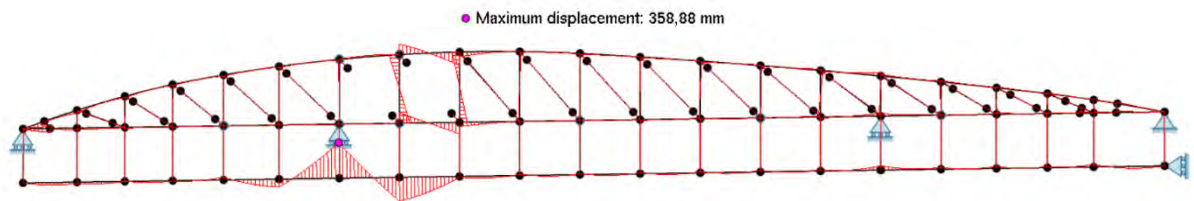
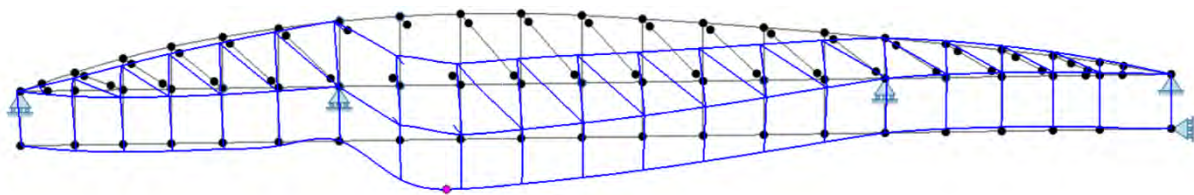


● Max. tension: 3 639,85 kN Max. compression: 3 660,64 kN

Komponent	Aksialkraft kN		Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H	-2070		1986	+42	-52
OG 16V	-2049		1375		
UG 13H	+2024				
OG 34V	+2723		61		
Diagonal 15	1134		54		
Diagonal 16	995		29		

Momentkapasiteten (1400 kNm) ved knutepunkt 14 (akse 2) blir overskredet. Kraften i knutepunkt 34 (2723 kN) har økt ytterligere og er klart over dybel-kapasiteten (2150 kN), men har lite moment. OG 14-16 står i trykk, men har momenter som er langt over kapasiteten.

Fjerner også momentstivheten i knutepunkt OG 14H (akse2) og i skjøten ved knutepunkt OG 16V:

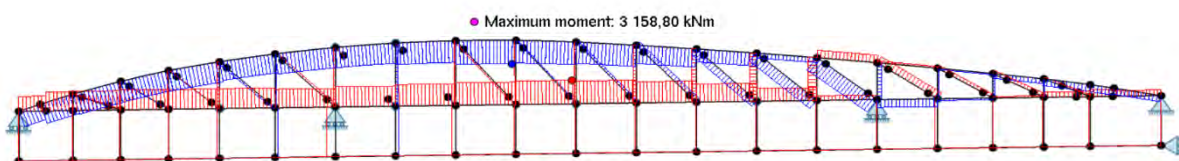
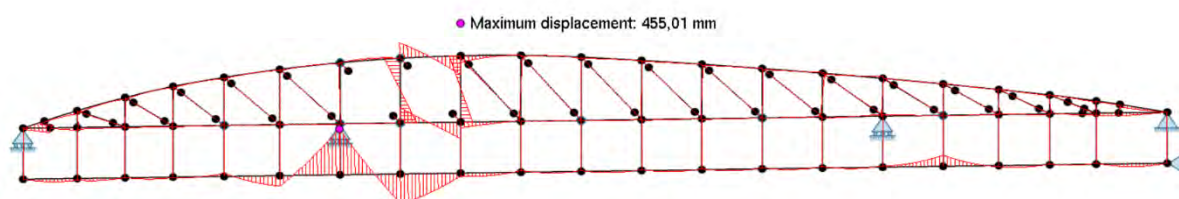
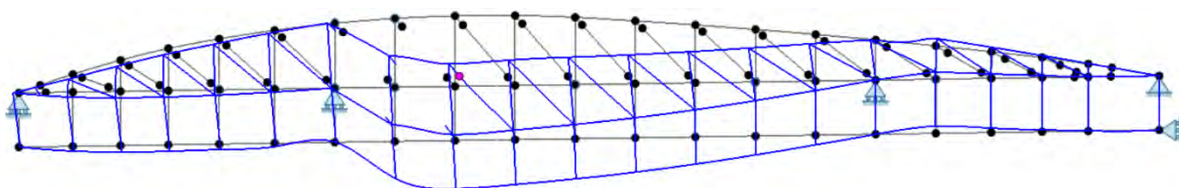


Max. tension: 4 172,85 kN Max. compression: 4 198,04 kN

Komponent	Aksialkraft kN		Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H	-2867				
OG 16H	-3055		781		
UG 13H	+2861				
OG 34V	3239		73		
Diagonal 15	1162		61		
Diagonal 16	1037		34		
Dekke akse 2	9		2633	+26	-26

Kraften i knutepunkt 34 (3239 kN) har økt ytterligere og er klart over dybel-kapasiteten (2150 kN). Brudelen mellom akse 1 og 2 deltar omtrent ikke lenger i lastbæringen (brua er mer som et fritt frembygg over akse 3). Om strekelementet UG 13-15 bør fjernes eller ikke er uvisst. Dekket har fortsatt god kapasitet.

Modellerer brudd i knutepunkt 34 ved å redusere stivhet i OG 32-34 til 100, som i praksis er «null»:

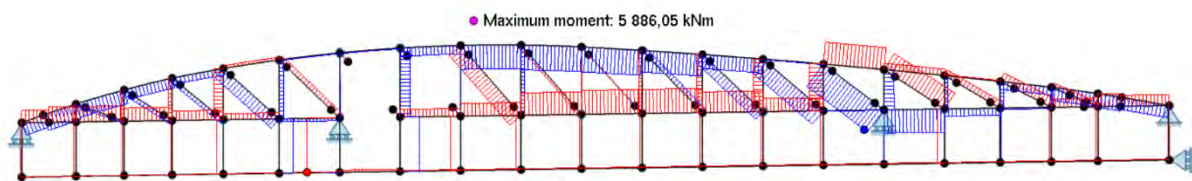
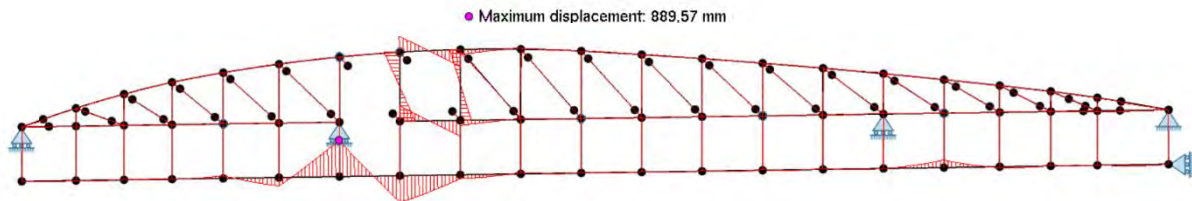
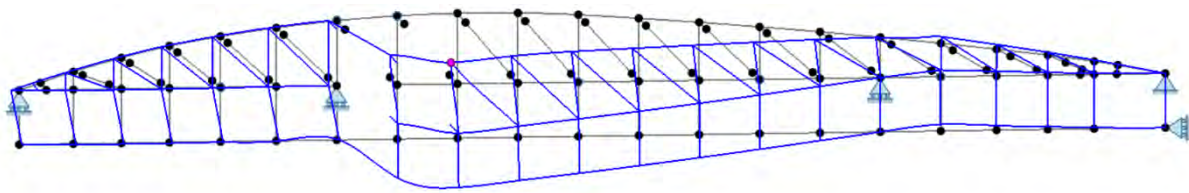


Max. tension: 4 075,59 kN Max. compression: 4 110,33 kN

Komponent	Aksialkraft kN		Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H OG16 V	-3506				
UG 13H-OG15 V	+3494				
OG 32-34	295		40		
Dekke			3158	+31	-31
Diagonal 15	1249		40		
Diagonal 16	586		12		

En reduksjon av stivheten fra 12500 til 100 MPa i OG 34-36 gir ingen andre tilleggseffekter enn økt deformasjon og moment i dekke ved akse 2. Momentene i dekket er sannsynligvis ikke store nok til å knekke dekket. Momentene i andre deler av dekket er neglisjerbare. Overgurt OG 14-16 står i trykk. Undergurt UG 13-15 har strekkbelastning og så store rotasjoner (3 grader) ved akse 2 (knutepunkt 13) at den vil knekke pga. rotasjonene kombinert med bruddskader fra moment.

Fjerner UG 13-15:



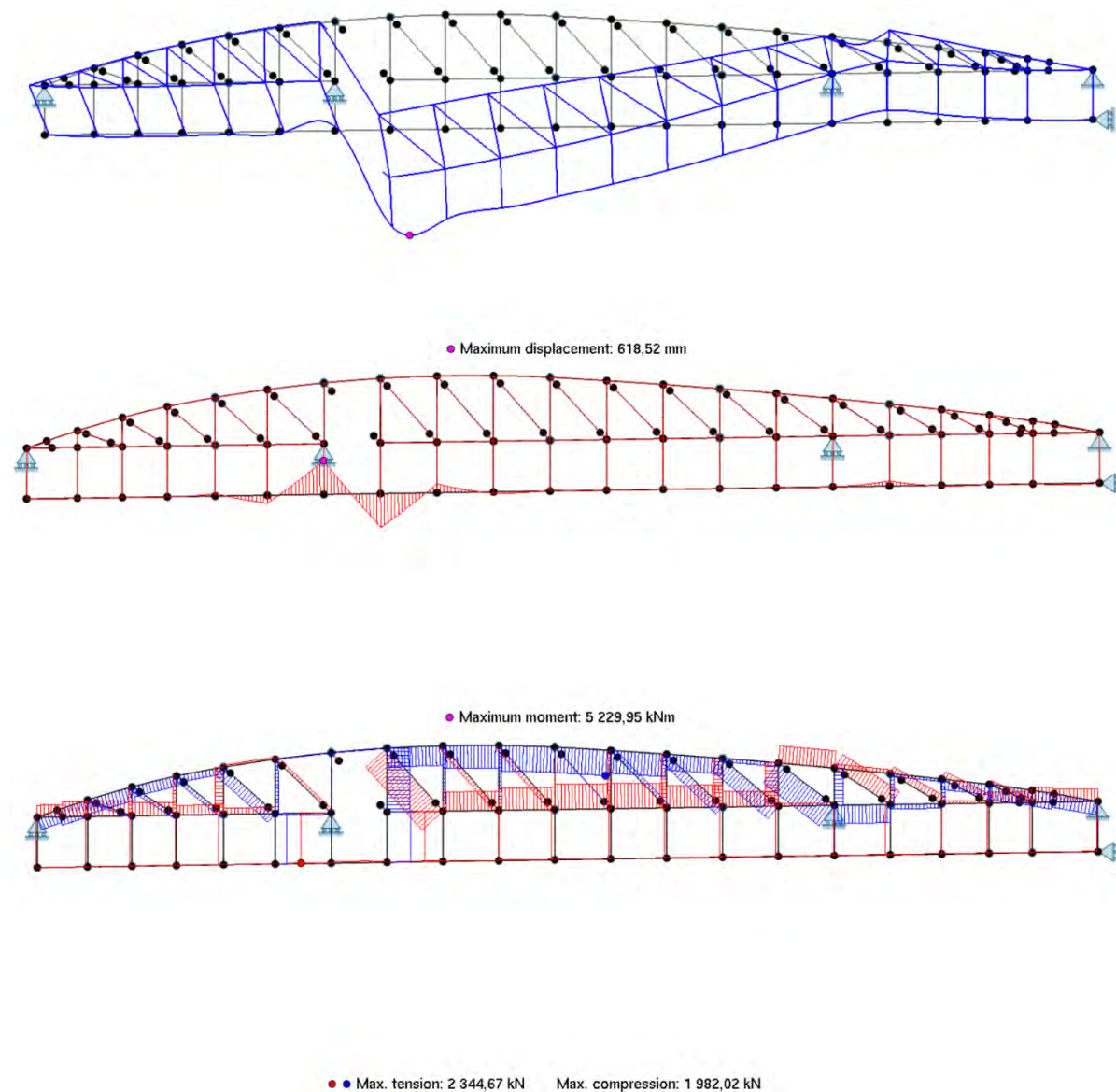
● Max. tension: 2 428,07 kN Max. compression: 2 066,41 kN

Komponent	Aksialkraft kN		Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H-16 V	-63				
UG 13-15 V					
OG 32-34	472				
Dekke	124		5886	+58	-58
Diagonal 15	1415		44		
Diagonal 16	466		13		

Fjerning av UG 13-15 gir ingen andre effekter enn at de to brudelene kobles fra hverandre ved akse 2. Resultatet er økt deformasjon og moment i dekket ved akse 2. Momentene i dekket er sannsynligvis store nok til å knekke dekket. Momentene i andre deler av dekket er neglisjerbare. Overgurt OG 14-16 har fortsatt litt trykk og dytter brudelen mellom akse 1 og 2 mot akse 1 (til venstre). Modelleringen av dekket med vertikale hengestenger er ikke hensiktsmessig ved så store deformasjoner, siden dekket ikke vil overføre noe annet til fagverkene enn vertikale laster.

C.3.6 Antar initielt brudd i diagonal 6, uten brudd i diagonal 7

Ved i utgangspunktet kun å fjerne stav 6 og beholde stav 7 intakt under hele forløpet, og deretter gjennomføre en tilsvarende analyserekke med denne antagelsen, fås følgende resultat etter at UG 13-15 til slutt er fjernet:



Momentene i andre deler enn dekket er neglisjerbare

Komponent	Aksialkraft kN	Skjærkraft kN	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14-16 V	-38				
UG 13-15 V	0				
OG 32-34	+305				
Dekke ved akse 2			5237	+52,2	-52,1
Diagonal 7	+2205				
Diagonal 15	+1250				

Diagonal 7 har nesten nådd sin bruddkapasitet på blokkutrivning. Dekket har litt mindre spenninger siden diagonal 7 fortsatt stiver opp midtspennet av brua, men dekket er omtrent ved sin antatte kapasitet på bøyning. Imidlertid er det store både strekk- og trykk-krefter mellom dekket og fagverket, og modelleringen i denne fasen er usikker. Men, fagverket mellom akse 1 og akse 2 blir dyttet mot vest, noe som ikke samsvarer med observasjonene etter brukollapsen. Dekket ved akse 2 kan få brudd, men siden det ligger løst vil det ikke få så store momenter som i denne modellen. Det gir derfor ingen videre effekt.

Det er ikke mulig å følge brua til kollaps med dekket modellert hengende på undersiden, fordi dekket modellert på denne måten ikke kan gi aksialkrefter på fagverkene. Dekket er en viktig del av oppførselen ved kollapsen og derfor endres modelleringen av dekket i det følgende.

C.4 Modelling med dekket som undergurt i venstre halvdel av brua

C.4.1 Modellforutsetninger

Undergurten ved akse 2 (UG 13-15) må antas å få brudd tidlig i forløpet. Hvis en fjerner UG 13-15, så vil undergurten i fagverkets venstre del få liten betydning for videre bruddutvikling.

Dekket ligger i prinsippet løst på tverrbærerne, kun med noen styrefinner for sideveis fastholding. Imidlertid er det observert at styrefinnene har gravd seg videre inn i brudekket ved kollapsen og har også gitt tydelige skraper i dekket. Det vil være friksjon mellom brudekket og tverrbærerne, siden det er en betydelig vekt fra dekkekonstruksjonen som hviler på tverrbærerne. Derfor vil også den potensielle friksjonskraften mellom tverrbærerne og dekket bli betydelig hvis dekket trekkes horisontalt i bruas lengderetning. Dekket synes å spille en betydelig rolle i brukollapsen, og for å ta hensyn til dette er det laget en modifisert modell.

Undergurten i fagverket er erstattet med dekketverrsnittet mellom akse 1 og frem til knutepunkt UG 21 (36 på figuren under). Vekten av undergurt er medtatt som en linjelast på 2.0 kN/m. I tillegg kommer tverrbærere og asfalt som en linjelast på 14.0 kN/m. Deretter er effekten av dekket modellert som belastning mellom knutepunkt 21 og akse 4 med linjelast 22.7 kN/m.

Modifisert modell (med dekke modellert som undergurt) har lasten plassert i knutepunktene 15, 17 og 19, samme horisontal posisjon som før, se plott under.

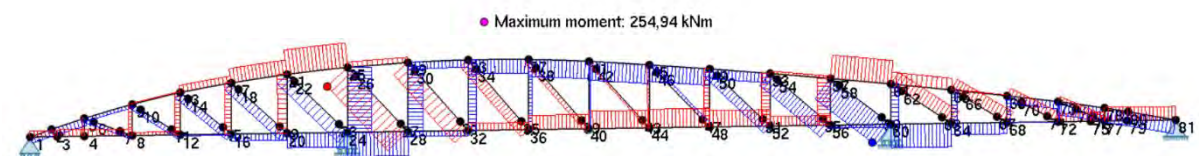
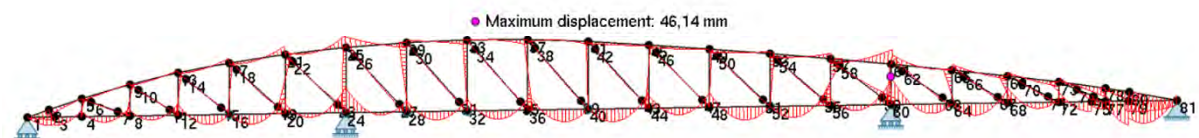
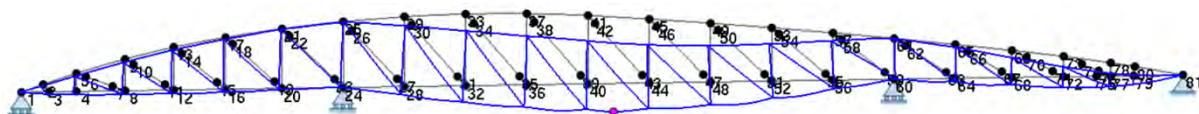


Mellom akse 1 og 2 er det vektlagt å representere dekkets oppførsel, så denne modellen er ikke egnet til å studere kreftene som opptrer i fagverket. Fagverket mellom akse 1 og 2 må betraktes som et stivt legeme som bare følger med dekket pga. friksjonskreftene mellom tverrbærerne og dekket. De lokale deformasjonene i undergurten vil med denne modellen bli for store, siden stivheten til dekket er neglisjert fra knutepunkt 21 og helt frem til akse 4 (fastholdingslageret mot øst). Stivhetsbidraget og masse fra undergurten er neglisjert fra akse 1 til knutepunkt 21. Disse tilnærmelsene har liten betydning for kraftfordelingen i de kritiske delene av konstruksjonene.

Modellen har i utgangspunktet ledd i alle skjøter av limtreet i undergurt, men ikke i de deler hvor undergurt er erstattet med dekketverrsnittet. Det innføres gradvis endringer i serien med simuleringen for best mulig representasjon av dekkets interaksjon med fagverkskonstruksjonen.

Alle utstøpte knutepunkter er i utgangspunktet modellert som momentstive.

C.4.2 Modifisert modell med fast dekke mellom akse 1 og 2, uskadet tilstand



● Max. tension: 1 948,72 kN Max. compression: 1 800,19 kN

Denne modellen gir 2 % mindre reaksjonskrefter: akse 1z = 235, akse 2z = 2617, akse 3z = 1889, akse 4z = 331, og samlet z-resultant = 5089 kN (den første har 5195 kN).

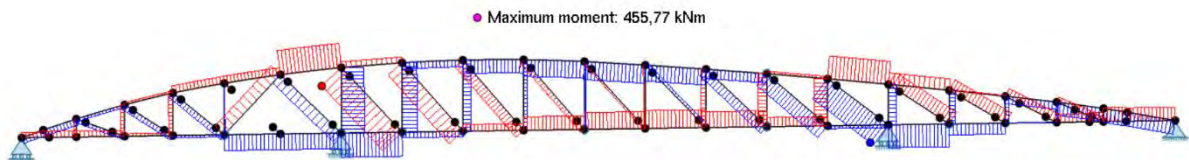
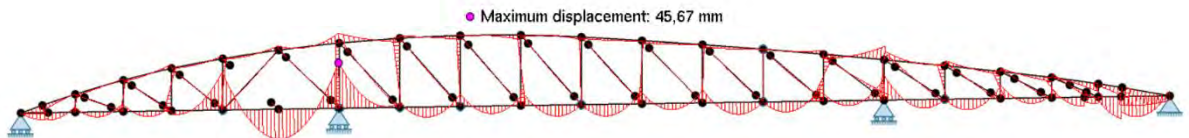
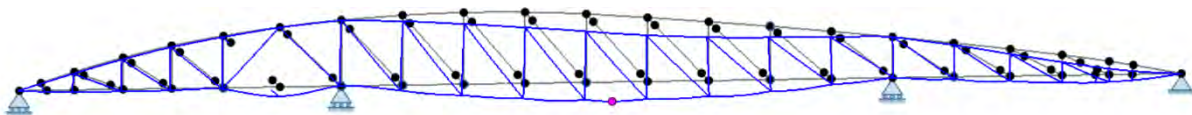
Kraftfordelingen i de interessante delene er i praksis lik med modellen med hengende dekke.

Komponent	Aksialkraft kN	Kommentar	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H	371		99,6	3,3	-1,5
UG 13H	-1742	Dekketverrsnitt	228	1,24	-3,3
OG 34V			137	7.2	0.7
Diagonal 6	1949				
Diagonal 7	1299				
Diagonal 15	984				

Kreftene i de kritiske delene er omtrent som i modellen med dekket opphengt i hengestenger.

C.4.3 Modifisert modell med løst dekke mellom akse 1 og 2, uskadet tilstand

For å tillate at dekket bøyes litt opp mellom akse 1 og 2 når lastebilen kjører i midtspennet gjøres følgende: Fjerner momentstiv forbindelse mellom vertikaler og undergurt i knutepunktene 9, 11, 13, 15 og 17. Videre fjernes vertikal 11-12 og diagonal 4, men disse erstattes av en ny diagonal mellom knutepunktene 9 og 14 for å opprettholde stivheten og fastholdingen av overgurten. Dekket beholdes med sin stivhet. Dette gir følgende (fortsatt egenlast og kjøretøy 490 kN):



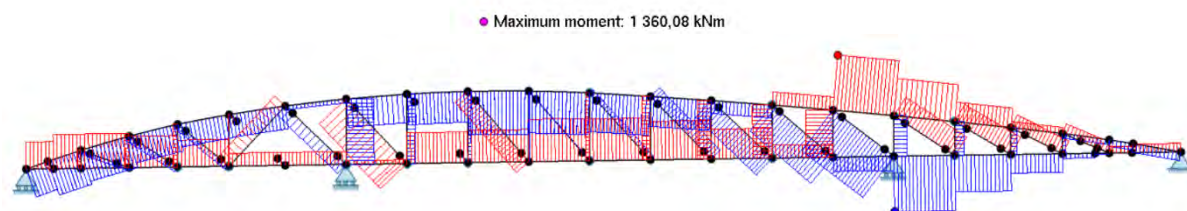
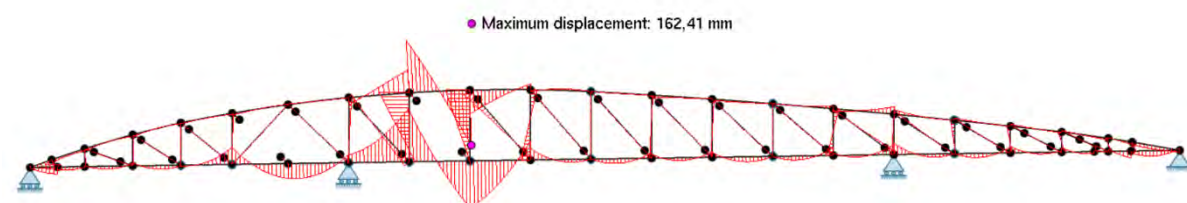
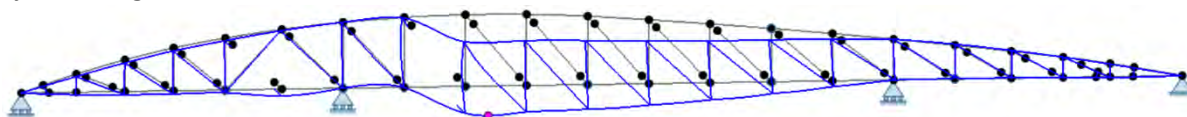
● Max. tension: 1 911,43 kN Max. compression: 1 789,39 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Kommentar	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H	412		84,3		
UG 13H	-1718				
OG 34V	810		15		
Diagonal 6	1911				
Diagonal 7	1320				
Diagonal 15	990				

Dette gir kun marginale endringer i kraftbildet. Den økte nedbøyningen av dekket til venstre for akse 2 har ingen betydning for denne evalueringen.

C.4.4 Bruddinitiering i diagonal 7

Fjerner diagonal 7:



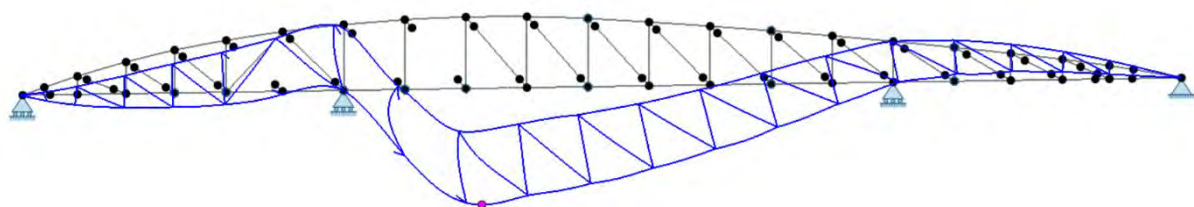
Max. tension: 2 597,83 kN Max. compression: 2 604,56 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Kommentar	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H	-1337		1781		
OG 16V	-1337		563		
OG 16H	-1457		1143		
OG 18V	1445		1361	-36	+29
Dekke 13-15 V	175	Dekketverrsnitt	1311	+14	-12
OG 34V	1742		32		
Diagonal 6	1725		124		
Diagonal 15	1042		49		

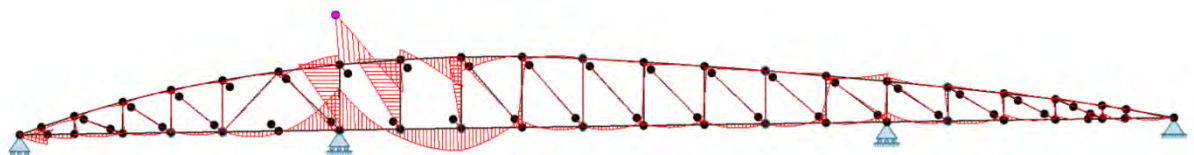
Komponent	Aksialkraft kN	Kommentar	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
Diagonal 16	930		24		

Ingen overskridelser av kapasitet, brua kan stå i denne tilstanden en stund, selv om den gir 3 til 4 ganger større deformasjon under knutepunkt 17 enn i uskadet tilstand. Diagonal 6 beholder sin høye aksialbelastning selv om den er noe redusert i forhold til før fjerning av diagonal 7. Momentet i enden av diagonal 6 øker betraktelig, og rotasjoner i knutepunktet ved innfesting av diagonalen blir større. Momentet er større enn kapasiteten mhp skjærbrudd i blokkutrivnings-sonen og det kan forventes økende skadeutvikling med gjentatt belastning. Det antas at et brudd i diagonal 7 ikke nødvendigvis medfører umiddelbar videre bruddutvikling.

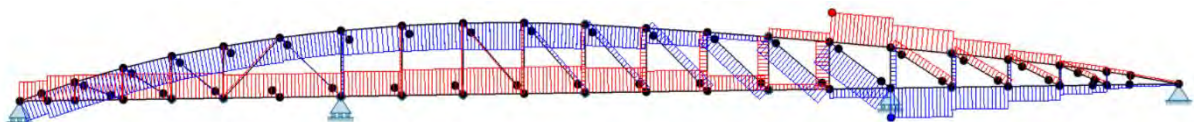
Fjerner også diagonal 6:



● Maximum displacement: 286,40 mm



● Maximum moment: 1 602,63 kNm



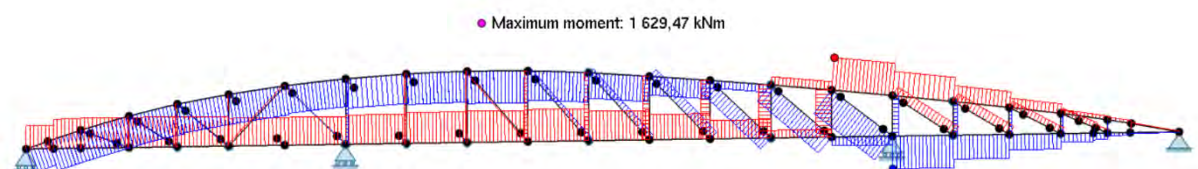
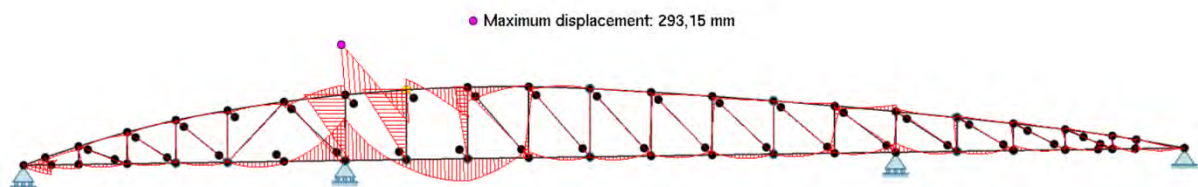
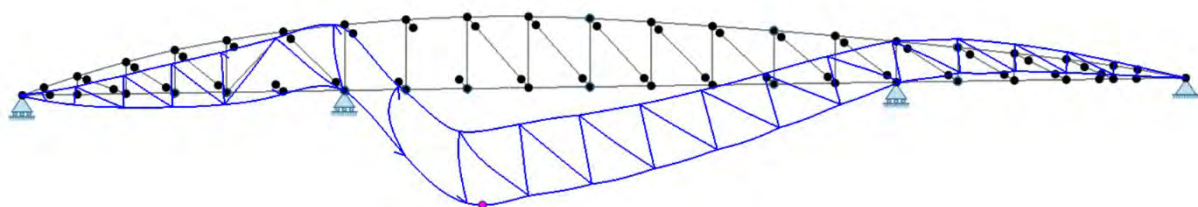
● Max. tension: 3 681,43 kN Max. compression: 3 697,93 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Kommentar	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H	-3089		1603	30.8	-45,5

Komponent	Aksialkraft kN	Kommentar	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 34V	2804				
UG 13H	3060	Dekketverrsnitt	1352	15,3	-11,6
Diagonal 15	1085				
Diagonal 16	1018				

Dybelforbindelsen i knutepunkt 34 er langt over kapasiteten (2150). Mulige brudd ved overgurt (knutepunkt 14). Det er derfor minst to muligheter for videre bruddutvikling, enten ved akse 2 i knutepunkt 14, eller i knutepunkt 34.

Prøver brudd i knutepunkt 34 først. Modellerer begynnende brudd i knutepunkt 34 ved å sette stivheten til stav 32-34 til halvparten (6000 MPa):

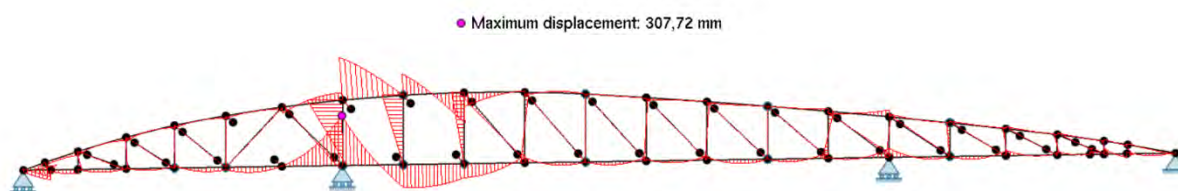
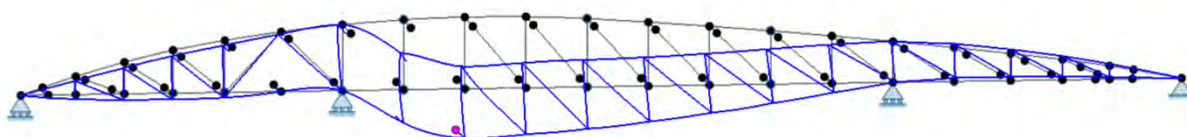


● Max. tension: 3 456,67 kN Max. compression: 3 481,63 kN

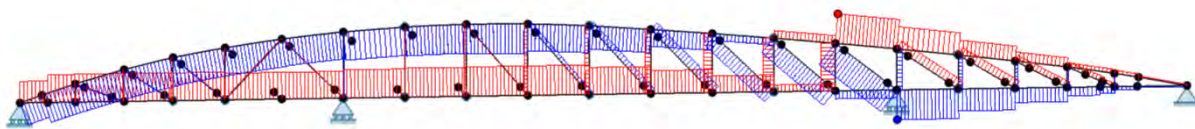
Komponent	Aksialkraft kN	Kommentar	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H	-3146		1629	+31,3	-46,3
OG 16V	-3141	Skjøt i knutepunkt	1073		
UG 21V	3408				
OG 34V	2564		67		
Dekketverrsnitt	3115		1369	+15,5	-11,7
Diagonal 15	1119		57		
Diagonal 16	992		31		

Knutepunkt 16 har en skjøt med beregningsmessig momentkapasitet på 407 kNm, og vil ikke kunne overføre dette momentet på 1073 kNm. Knutepunkt UG 21V har stor belastning (3408 kN) i forhold til dybelkapasitet på 3150 kN.

Fjerner momentstivhet i knutepunkt 16 ved skjøten av OG 16-14 (OG 16V):



● Maximum moment: 1 662,12 kNm

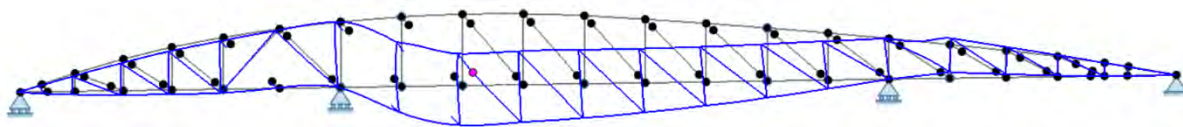


● Max. tension: 3 564,17 kN Max. compression: 3 590,53 kN

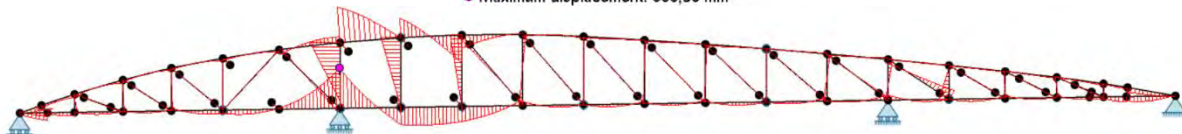
Komponent	Aksialkraft kN	Kommentar	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H	-3431		1423	+25,7	-42,1
OG 16V	3424				
UG 21V	3563				
OG 34V	2680				
Dekketverrsnitt	3413		1662	+19	-14
Diagonal 15	1097				
Diagonal 16	1013				

Fjerning av momentstivhet i knutepunkt 16 øker kraften i knutepunkt OG 34V ytterligere. Knutepunkt OG 34V har kapasitet av dybelforbindelsen lik 2150 kN. Kraften i knutepunkt 21 V i undergurt øker også og overskrider sin kapasitet (dybel) på 3150 kN.

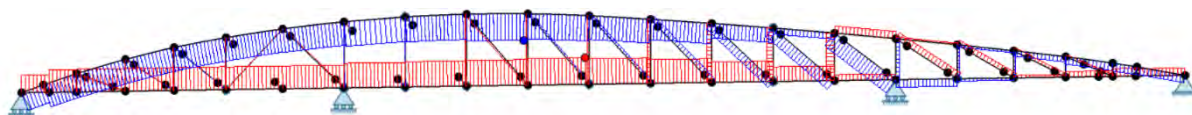
Antar brudd i OG 34V og reduserer stivhet i overgurt 32-34 til 100 MPa (i praksis lik null):



● Maximum displacement: 383,58 mm



● Maximum moment: 1 897,61 kNm

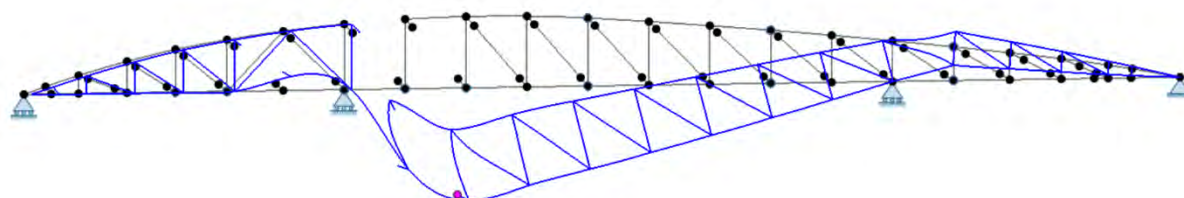


• • Max. tension: 4 390,89 kN Max. compression: 4 422,48 kN

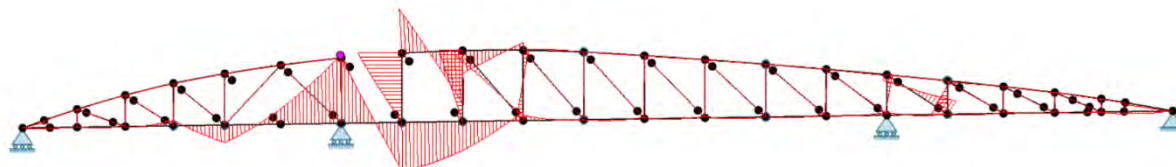
Komponent	Aksialkraft kN	Kommentar	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14H	-4078		1660	+30	-49
UG 21V	4391				
OG 32-34	263				
Dekketverrsnitt	4061		1898	21	-16
Diagonal 15	1123		359		
Diagonal 16	854		12		

Momentet i OG 14H er større enn momentkapasiteten på 1400 kNm. Dybelkapasiteten i UG 21V (3150 kN) overskrides i knutepunktet, men momentkapasiteten til dekket er neglisjert i denne simuleringen. I knutepunkt 21 V vil tredekket bidra til å beholde kontinuiteten over knutepunktet. Velger derfor å fjerne OG 14-16, som lenge har overskredet sin kapasitet med ca. 60%.

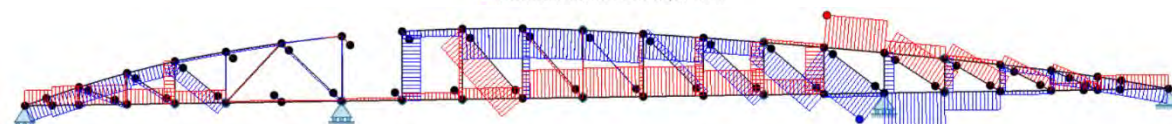
Fjerner OG 14-16:



Maximum displacement: 1 382,66 mm



Maximum moment: 5 768,56 kNm

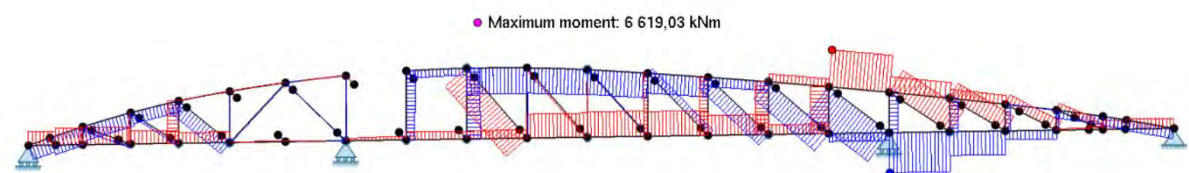
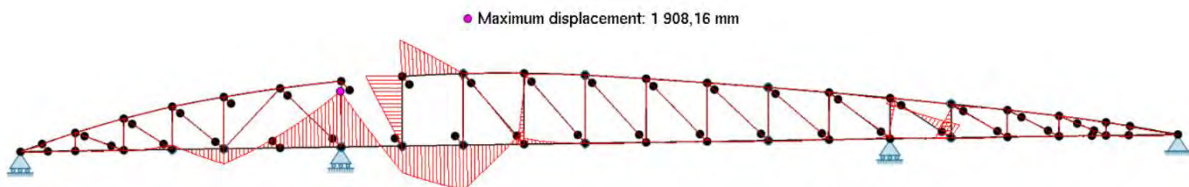
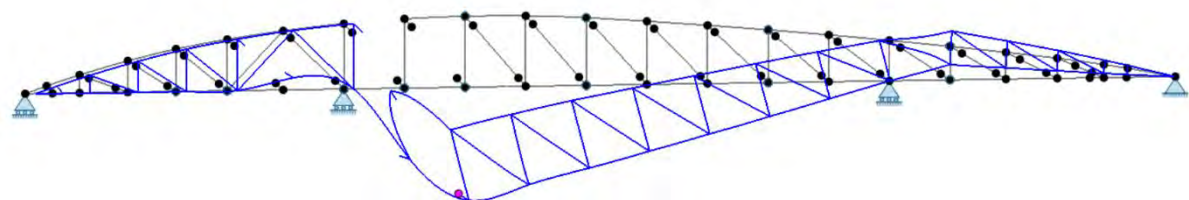


Max. tension: 1 870,06 kN Max. compression: 2 085,87 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Kommentar	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 16H					
OG 18V	-405		4623	-111	+109
UG 21-19	1635				
OG 32-34	708				
Dekketverrsnitt			5768		
Diagonal 15	1415		1001		
Diagonal 16	963		10		

Momentet 4623 kNm i knutepunkt 18 overskrider klart sin momentkapasitet på 1400 kNm, men et brudd her styrer lite av den videre bruddutviklingen. Momentet i OG 16H er større enn kapasiteten, men har liten betydning for videre bruddforløp. Diagonal 15 får et stort moment i enden som klart kan ødelegge knutepunktet, og dette er kritisk.

Fjerner momentstivhet i knutepunkt 18V:

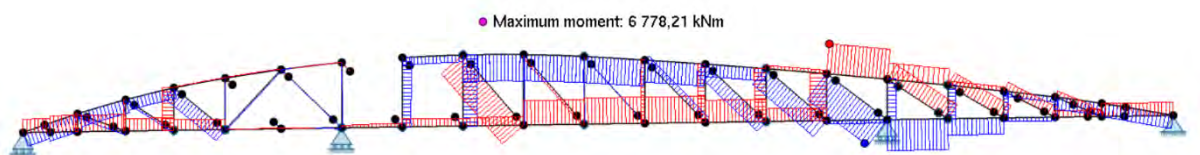
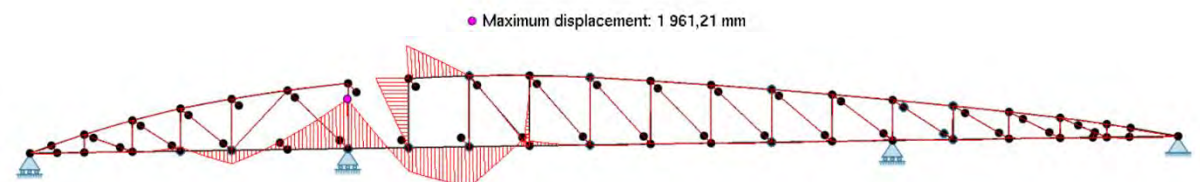
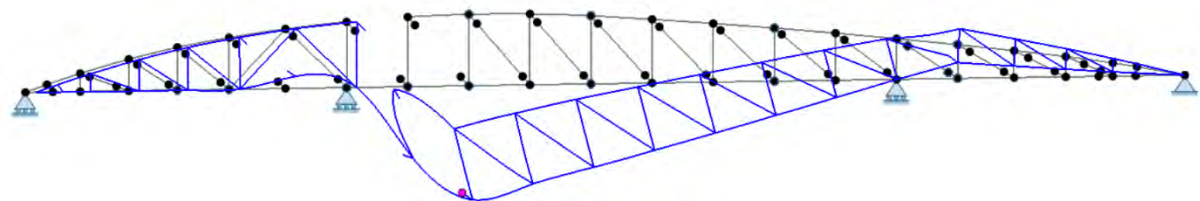


Max. tension: 2 264,37 kN Max. compression: 2 453,98 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Kommentar	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
OG 14-16					
Stav 16-14					
UG 21-19	1471		20		
OG 32-34					
Dekketverrsnitt	126	Akse 2	6619	66,0	-65,8
Diagonal 15	1580		1374		
Diagonal 16	1042		92		

Momentene i dekket og diagonal øker ytterligere. Den enkle dybelforbindelsen i diagonal 15 har ikke mulighet for å bære moment uten å ødelegges. Fjerner derfor momentstivheten ved festet av diagonal 15 som et første skritt.

Fjerner momentstivheten ved festet av diagonal 15:

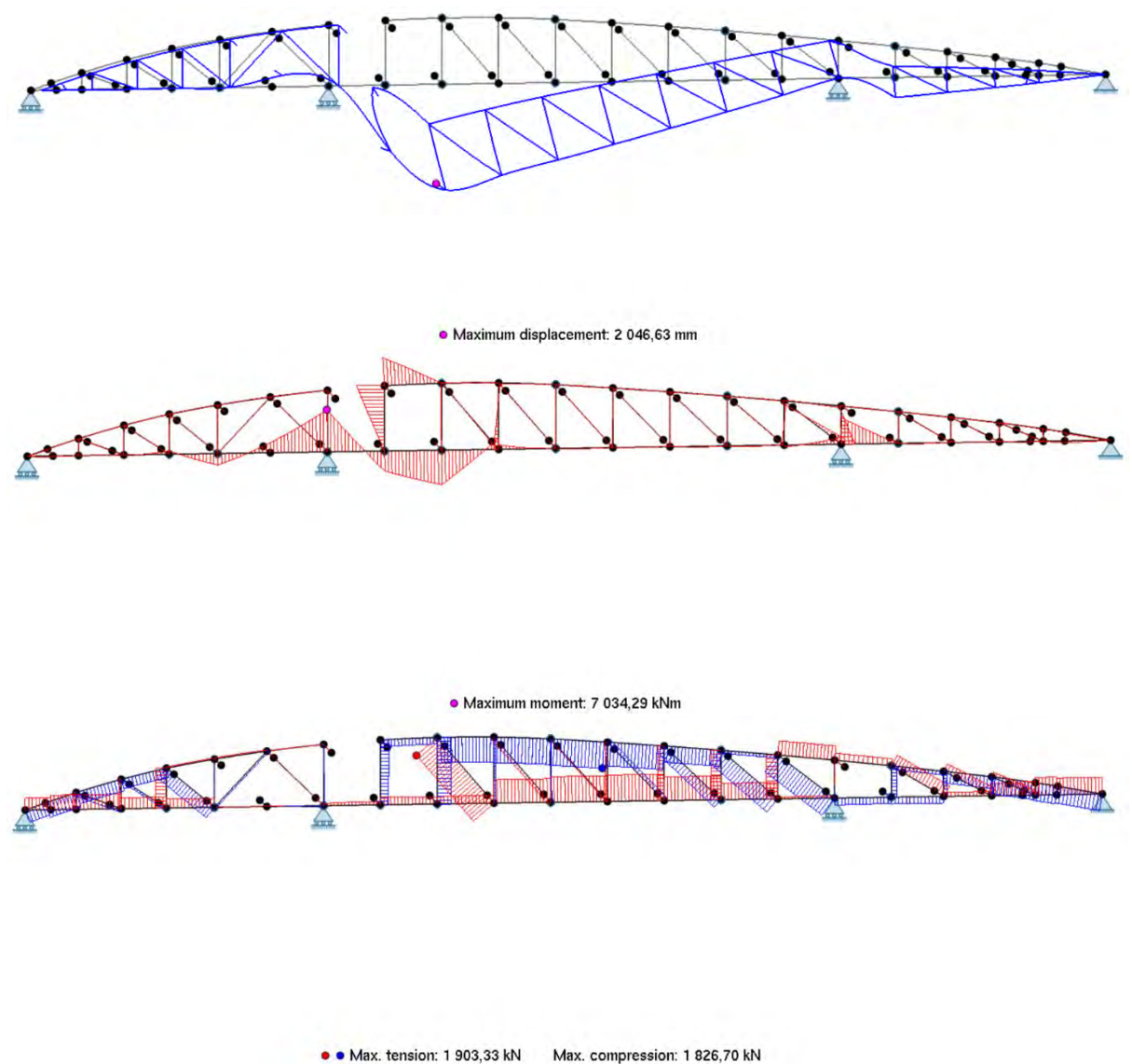


Max. tension: 1 870,45 kN Max. compression: 2 035,18 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Kommentar	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
UG 21-19	1536				
OG 32-34	1015				
Dekketverrsnitt ved 13	132		6778	67,6	-67,4
Diagonal 15	1054	Rotasjon i knutepunkt			
Diagonal 16	885				

Diagonal 15 får trolig alt for store rotasjoner ved nedre knutepunkt, fjerner diagonal 15.

Fjerner diagonal 15 og setter aksialstivhet i OG32-34 til 50 MPa:

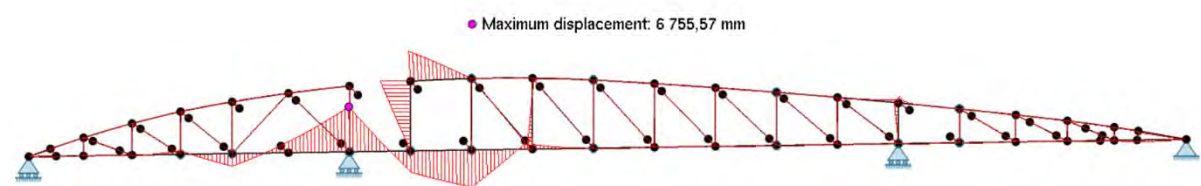
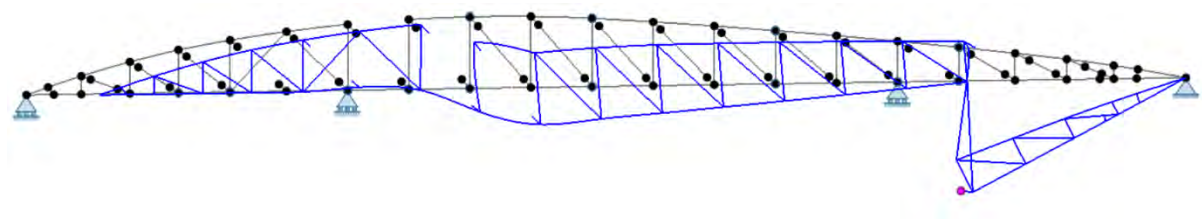


Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
UG 21-19	1629				
OG 32-34	480				
UG 31-33	-496		4483	113,7	116,2
Dekketverrsnitt ved 13	144		7034	+70	-69,9
Dekketverrsnitt ved 17	487		5733	-56,8	57,4
Diagonal 16	836				
Udisp* 13		187.648			
Udisp 31		14.76			
Udisp 32		-179,97			

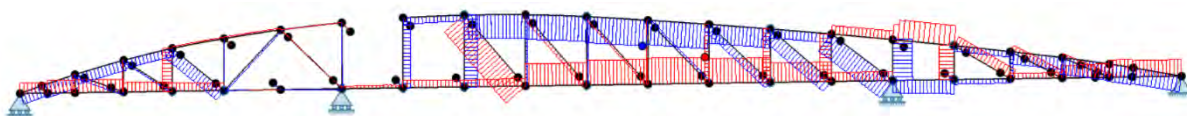
* Udisp = horisontal forskyvning

Momentet i undergurt ved akse 3 (UG 31H) får alt for store momenter, fjerner momentstivhet som første skritt.

Fjerner momentstivhet ved akse 3, knutepunkt 31:



● Maximum moment: 7 291,84 kNm

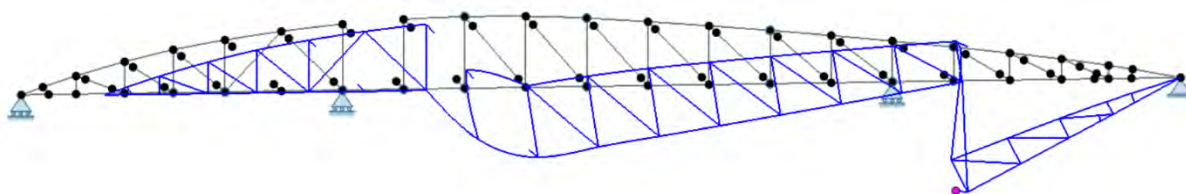


● Max. tension: 2 030,55 kN Max. compression: 2 023,32 kN

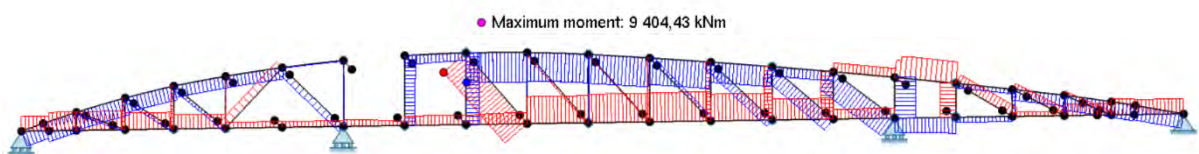
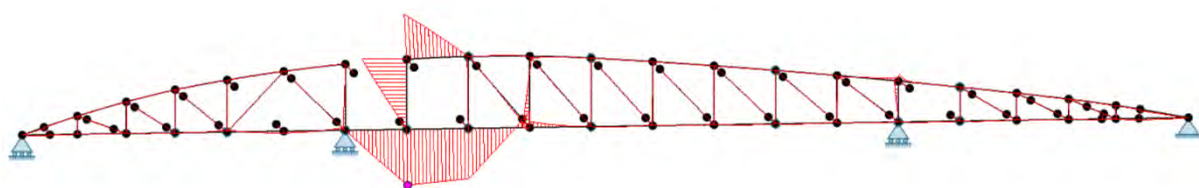
Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
UG 21-19	1723				
OG 32-34	1220		1070	+28,4	-22,6
UG 31-33					
Dekketverrsnitt ved 13	156		7292	+72,7	-72,5
Dekketverrsnitt ved 17	537		5585	-55,3	55,9
Diagonal 16					
Udisp 13		4238,1			
Udisp 31		4051,9			
Udisp 32		3846,0			

For stort moment i dekket ved akse 2, fjerner momentstivheten i dekket ved knutepunkt 13.

Fjerner momentstivheten i knutepunkt 13:



● Maximum displacement: 6 772,05 mm



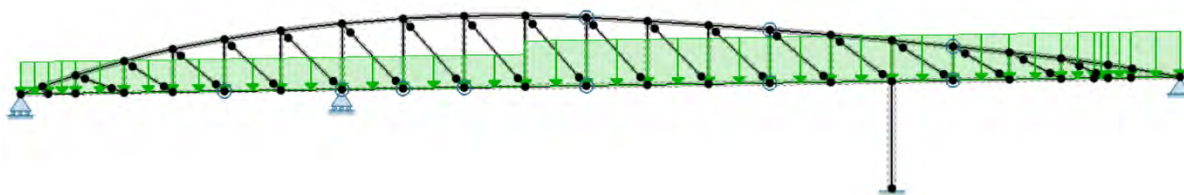
● Max. tension: 2 419,89 kN Max. compression: 2 399,10 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
UG 21-19	2221				
OG 32-34	1390		1152	+30,7	-24,1
UG 31-33					
Dekketverrsnitt ved 13	558				
Dekketverrsnitt ved 15	329		9404	-93,4	93,8
Diagonal 16					
Udisp 13		4880			
Udisp 31		4078			
Udisp 32		3689			

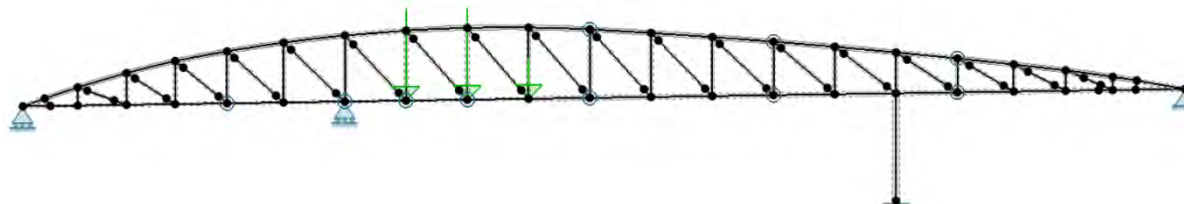
Moment i dekket ved knutepunkt 15 er større enn kapasiteten. Modellen med leddlager i akse 3 gir urealistisk stor horisontalforskyvning av fagverket ved akse 3. Fagverket ved akse 2 faller ned når horisontalforskyvningen blir større enn ca. 1 meter.

C.4.5 Modifisert modell med stålsøyle i akse 3

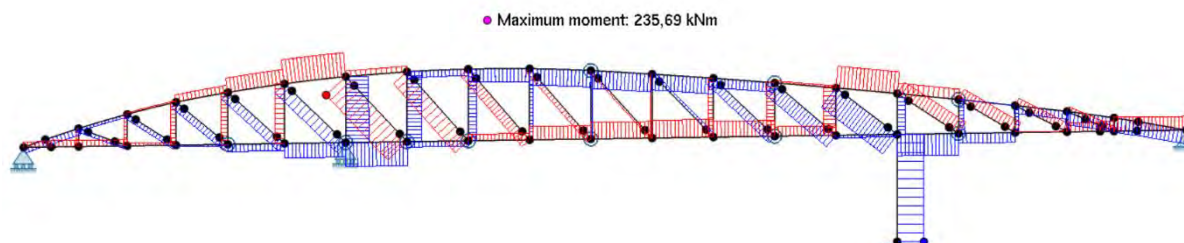
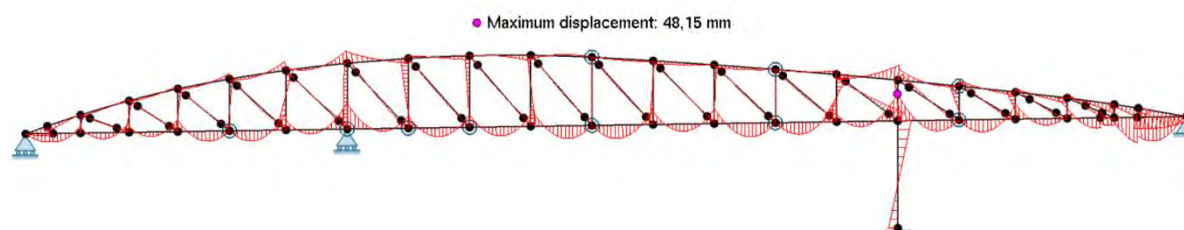
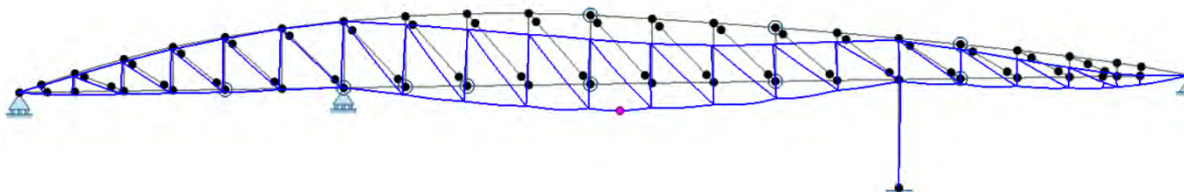
Erstatter leddlager med søyle i akse 3. Fast innspent stålrør i begge ender med D=1000 mm, t = 10 mm og lengde 14 m, for å modellere 8 mm stålrør fylt med betong.



Egenlast inkludert og lastebil plasseres fortsatt i knutepunktene 15, 17 og 19 som før.



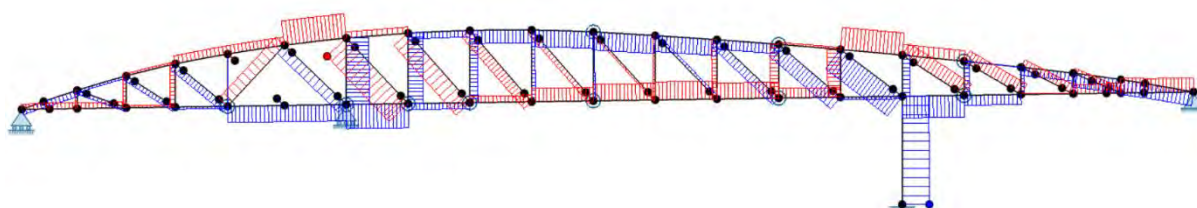
Det er først utført en simulering i opprinnelig, uskadet tilstand for verifikasjon:



• Max. tension: 1 964,01 kN Max. compression: 1 943,83 kN

Kraftfordeling og momenter er omtrent som før. Modellen blir ubetydelig mykere siden den nå ikke har med seg effekten av undergurten i fagverket fra knutepunkt UG 1 til UG 21. Aksialkraften i diagonal 6 er i denne modellen 1964 kN, altså omtrent lik som før. De vertikale reaksjonskreftene er 234, 2614, 1945 og 343 kN for hhv. akse 1 til 4, og er omtrent likt med de tidligere modellene.

For å tillate at dekket bøyes litt opp mellom akse 1 og 2 når lastebilen kjører i midtfeltet gjøres følgende samme modifikasjon som tidligere: Fjerner momentstiv forbindelse mellom vertikaler og undergurt i knutepunktene 9, 11, 13, 15 og 17. Videre fjernes vertikal 11-12 og diagonal 4, men disse erstattes av en ny diagonal mellom knutepunktene 9 og 14 for å opprettholde stivheten til overgurten. Dekket beholdes med sin stivhet. Dette gir følgende aksialkraftfordeling:



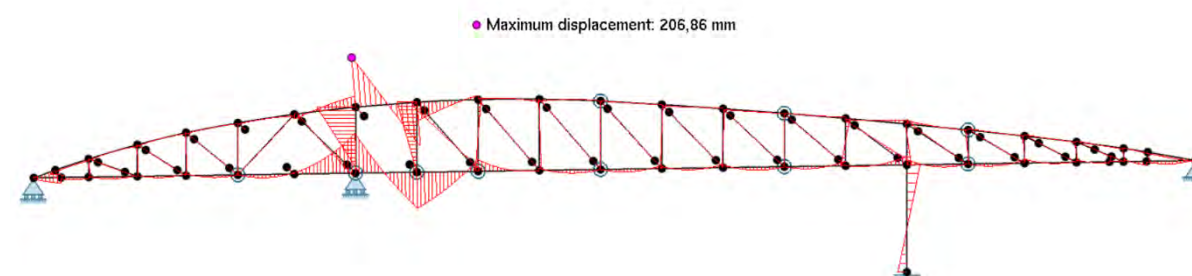
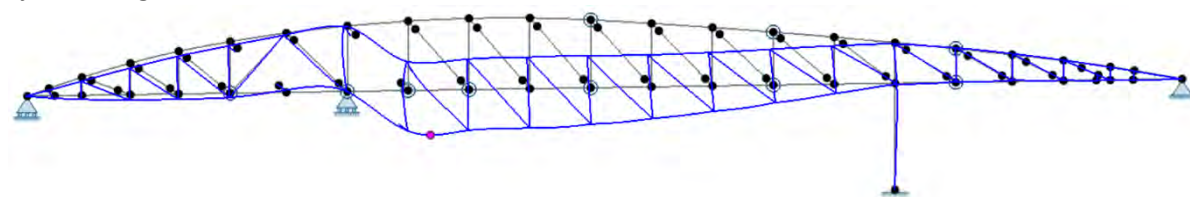
● Max. tension: 1 893,29 kN ● Max. compression: 1 939,73 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
Diagonal 6	1892		31,1		
Diagonal 7	1338		8,3		
Diagonal 15	982		38,4		

I opprinnelig modell med hengende dekke var aksialkreftene 1926 og 1290 i hhv diagonal 6 og 7, altså kun marginale endringer (2 til 4 %):

C.4.6 Bruddinitiering i diagonal 6

Fjerner diagonal 6:

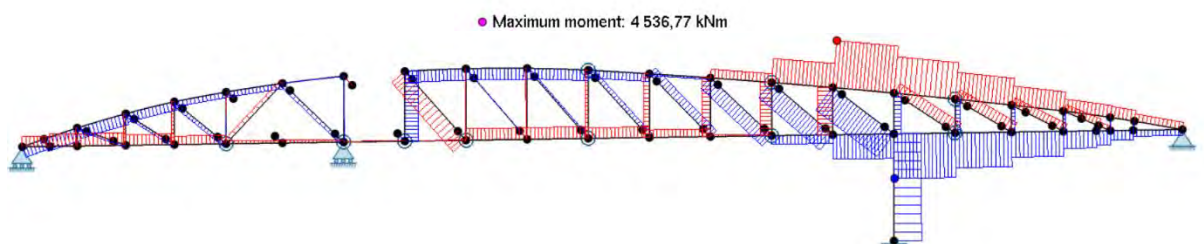
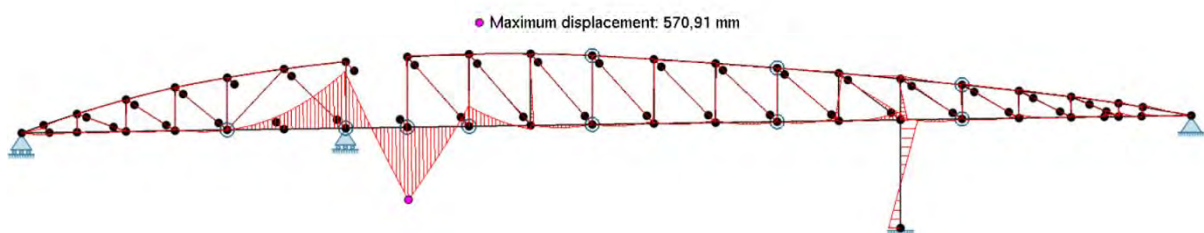
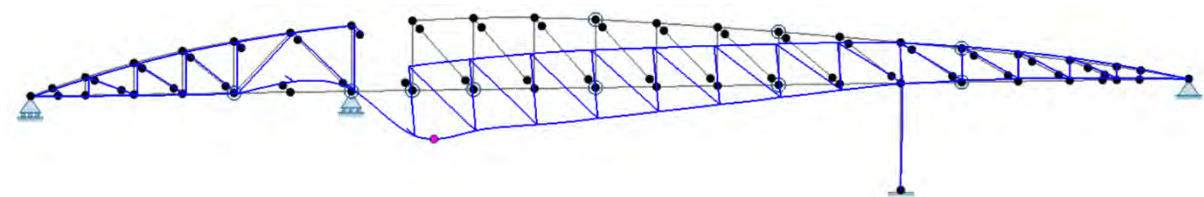


Maximum moment: 2 026,04 kNm

Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
Diagonal 7	1162		253		
Diagonal 15	1052		64		
OG 14H	-1646		2030		
OG 16V	-1646		1816		
OG 34V	1977				

Som tidligere vurderinger.

Fjerner OG 14-16 (men beholder diagonal 7):

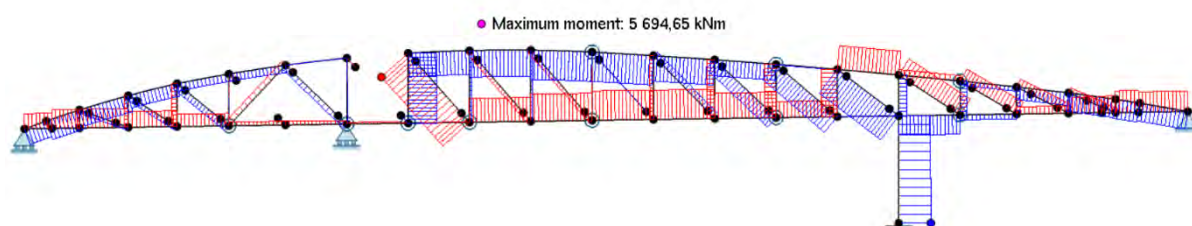
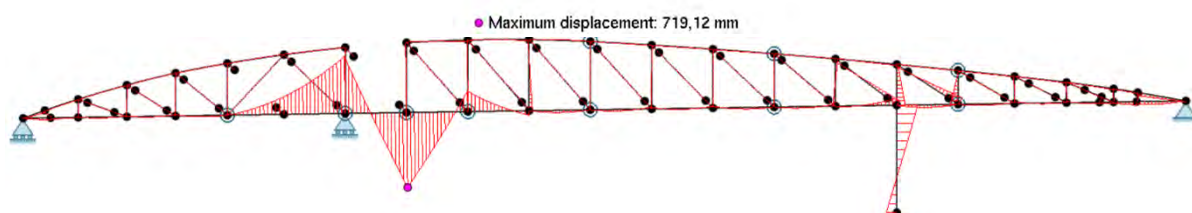
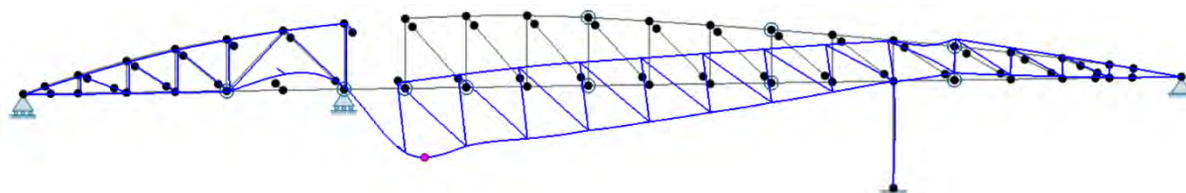


● Max. tension: 4 721,28 kN Max. compression: 4 471,66 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
Diagonal 7	1727		12		
Diagonal 15	1151		95		
Dekke ved 13	51		3549	35	-35
Dekke ved 15	25		4537	-45	+45
OG 34V	3660				

Knutepunkt OG34V overbelastet.

Reduserer stivhet til OG 32-34 til 100 Mpa:

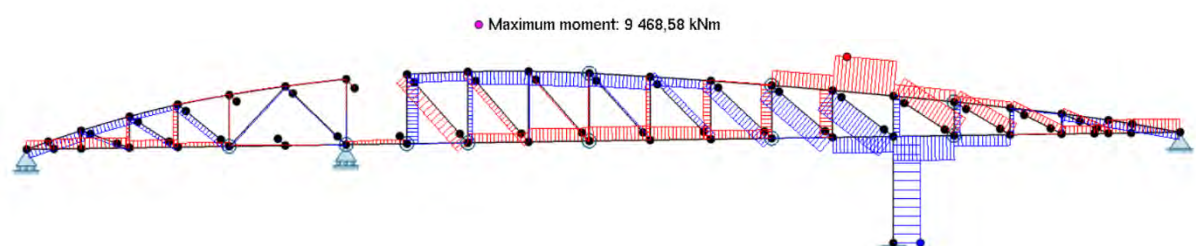
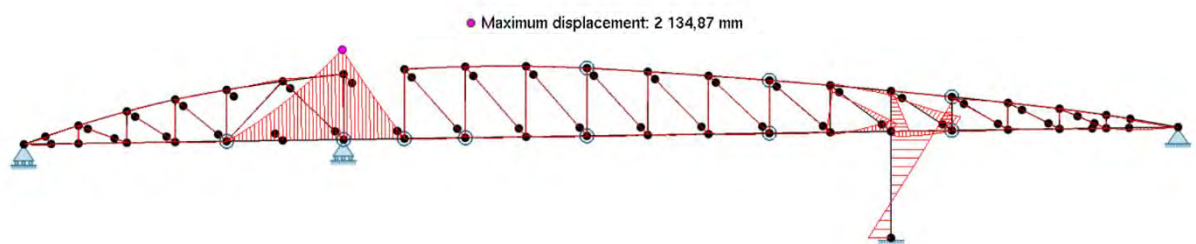
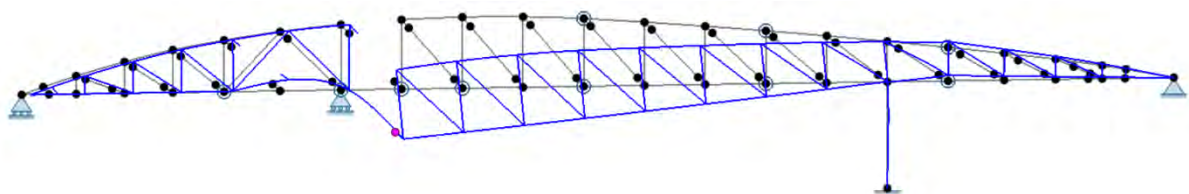


Max. tension: 2 283,83 kN Max. compression: 2 053,10 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
Diagonal 7	2283		18		
Diagonal 15	1204		456		
Dekke ved 13					
Dekke ved 15	-30		5694	-57	57
OG 34V	345				

Beholder diagonal 7, selv om kapasitet er overskredet.

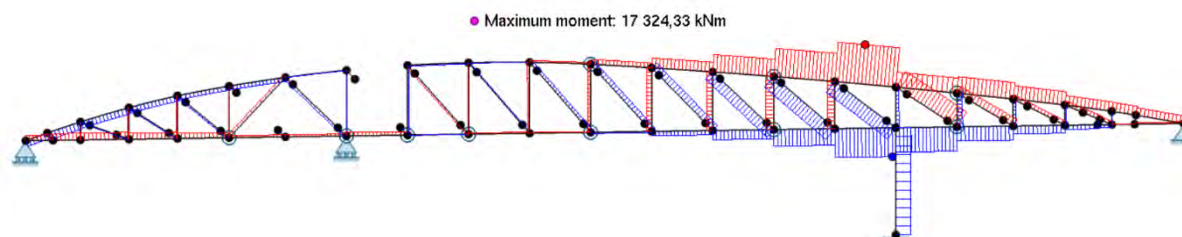
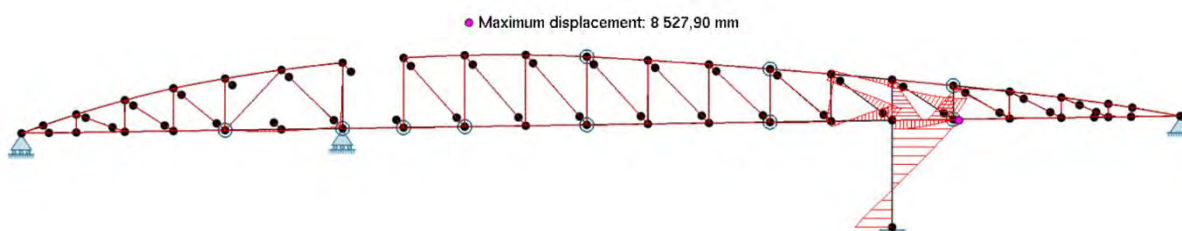
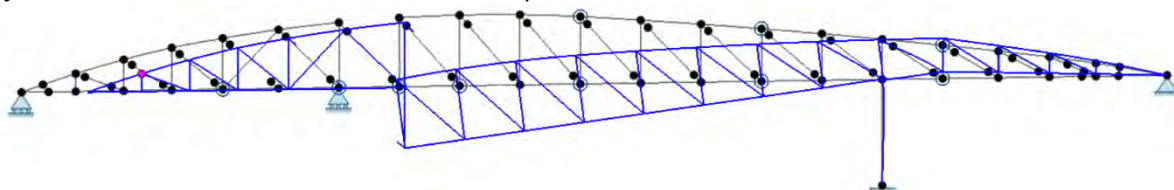
Fjerner momentstivheten ved knutepunkt 15:



● Max. tension: 2 837,19 kN Max. compression: 2 207,02 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
Diagonal 7	2283		18		
Diagonal 15	1686		1286		
Dekke ved 13	229		9469	94	-94
Dekke ved 15	349				
OG 34V	926				

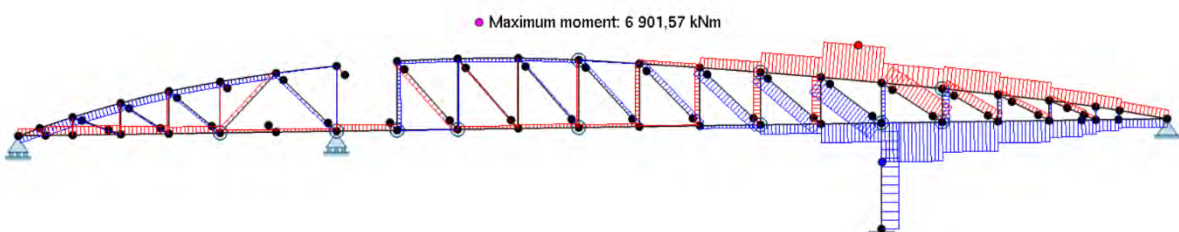
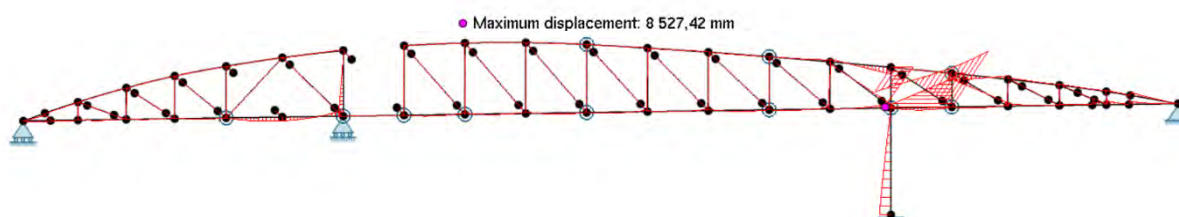
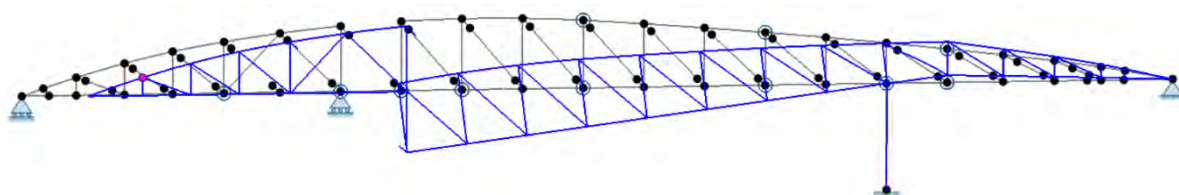
Fjerner momentstivheten i dekket ved knutepunkt 13:



Max. tension: 8 675,96 kN Max. compression: 6 343,79 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
Diagonal 7					
Diagonal 15	3965		4693	182	156
Dekke ved 13	798				
Dekke ved 15	619				
OG 34V	3309				
UG 31H	-5382		2280	-73	+45
Søyle akse 3	-3383		-17324	-2382	+2164

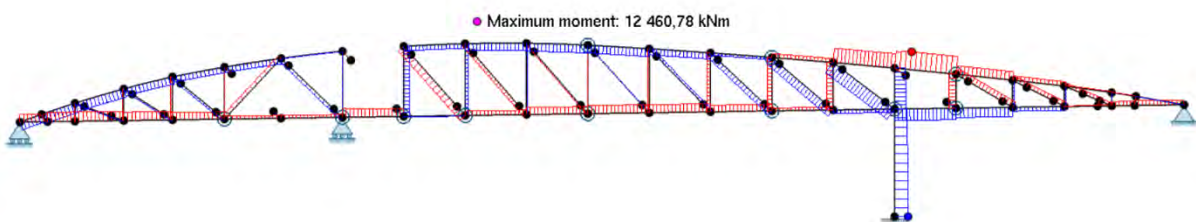
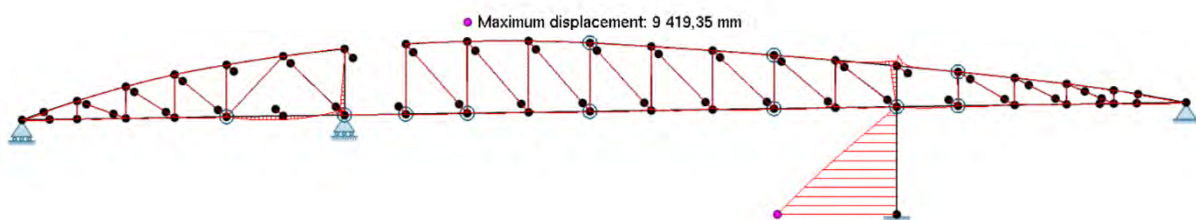
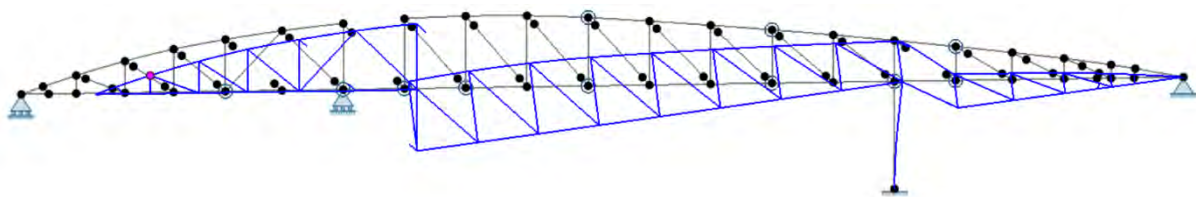
Fjerner momentstivheten ved akse 3, knutepunkt 31:



Max. tension: 6 121,88 kN Max. compression: 6 787,59 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
Diagonal 7	757				
Diagonal 15	3190		4976	190	-169
Dekke ved 13	1099				
Dekke ved 15	920				
OG 34V	3389				
UG 31H					
Søyle akse 3					

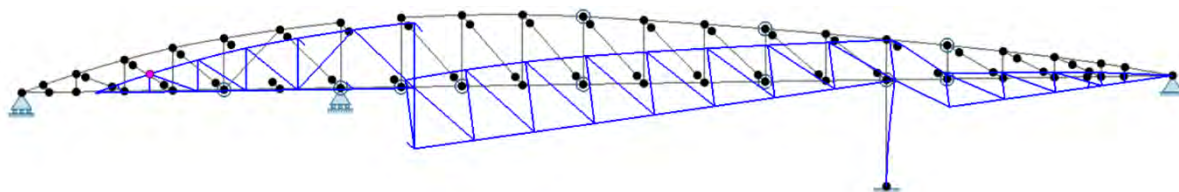
Fjerner diagonal 15:



• Max. tension: 2 879,26 kN Max. compression: 2 162,34 kN

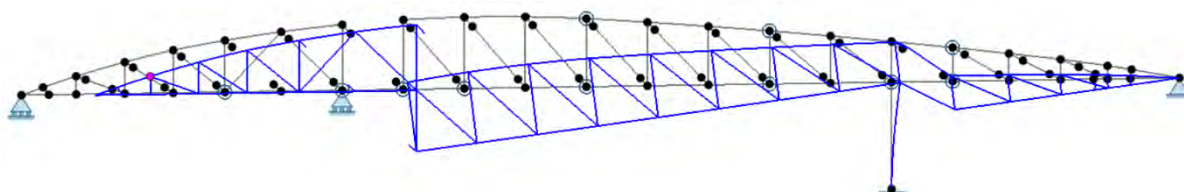
Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
Diagonal 7	1152				
Diagonal 15					
Dekke ved 13	1410				
Dekke ved 15	1231				
OG 34V	2872				
UG 31H					
Udisp 13		9418			

Reduserer stivhet i OG 32-34 til 40 MPa:



● Maximum displacement: 9 467,65 mm

Reduserer stivhet i OG 32-34 til 30 Mpa:

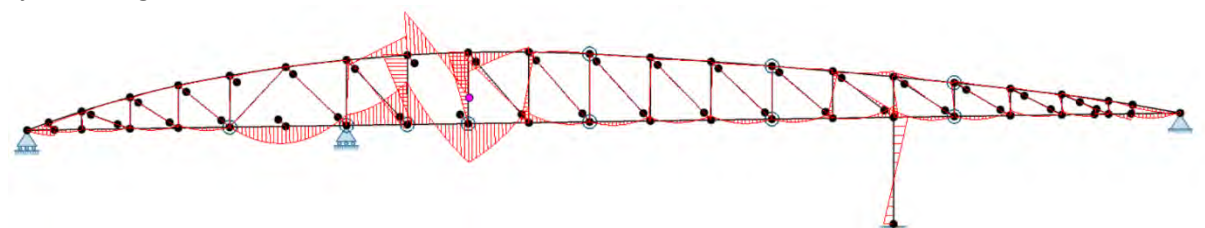


● Maximum displacement: 9 476,44 mm

Fagverket ved akse 2 faller ned når horisontalforskyvningen blir større enn ca. 1 meter. Systemet blir for ustabilt for numerisk simulering ved ytterligere reduksjon av stivhet.

C.4.7 Brudd initiering i diagonal 7

Fjerner diagonal 7:

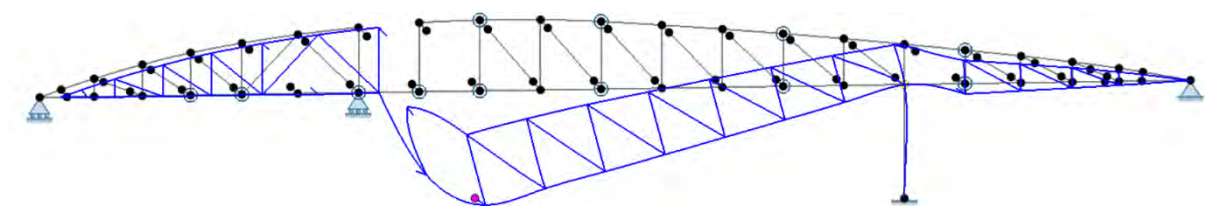


● Maximum moment: 1 373,83 kNm

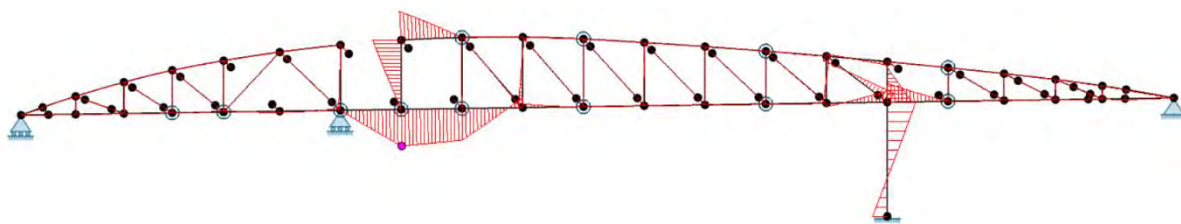
Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
Diagonal 6	1701		125,3		
OG 16H	-1448		1309		
OG 34V	1674				
Diagonal 15	1035		58		

Overbelastning i OG 16H og diagonal 6.

Fjerner diagonal 6 med for store momenter. Trinnene videre blir veldig like som for initialt brudd i diagonal 6, og gjentas derfor ikke her. Resultatene gir overbelastning på søylen i akse 3 og brudelen mellom akse 1 og 2 trekkes inn mot midtspennet, se plottene under.



● Maximum displacement: 3 576,80 mm

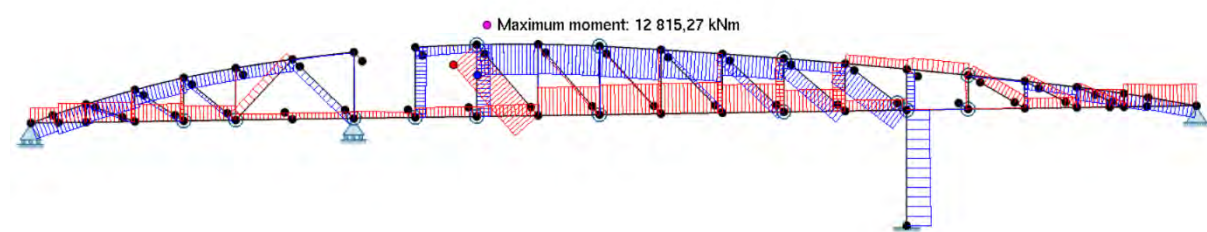
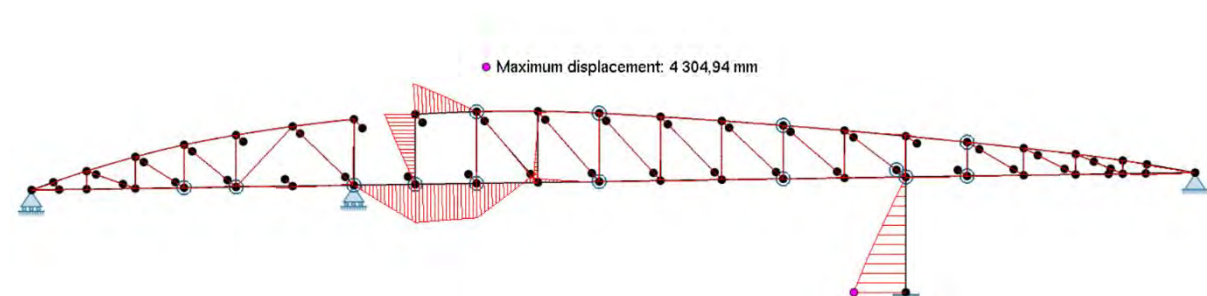
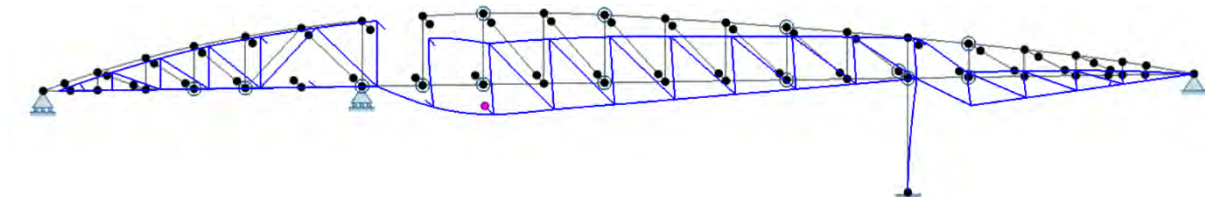


Max. tension: 2 117,32 kN Max. compression: 2 226,67 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
UG 21-19	1838				
OG 32-34	847				
UG 31-33	-193		4324	110,4	-111,4
Søyle ved akse 3	-2212		5714	-821	678,6
Dekketverrsnitt ved 15	667		8352	-83,0	+83,8
Diagonal 16	863				
Diagonal 14	-1489		1807	46,1	-54,3
Udisp 13		629,26			
Udisp 31		8,72			
Udisp 32		-320,62			

Momentene og rotasjonen ved akse 3 fører til at boltene mellom søylene med tverrbærer og undergurten på fagverkene ryker og fagverkene kan falle av opplegget ved akse 3. Dette lar seg ikke modellere på noen god måte med Fap2d, men å fjerne momentstivheten ved akse 3 er mulig.

Fjerner momentstivhet ved akse 3 i toppen av søyle:

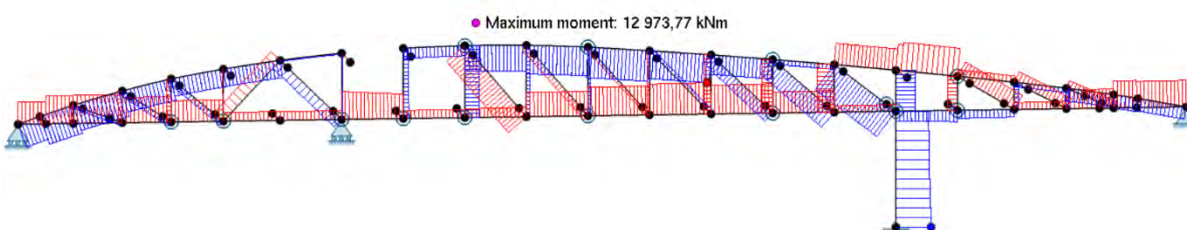
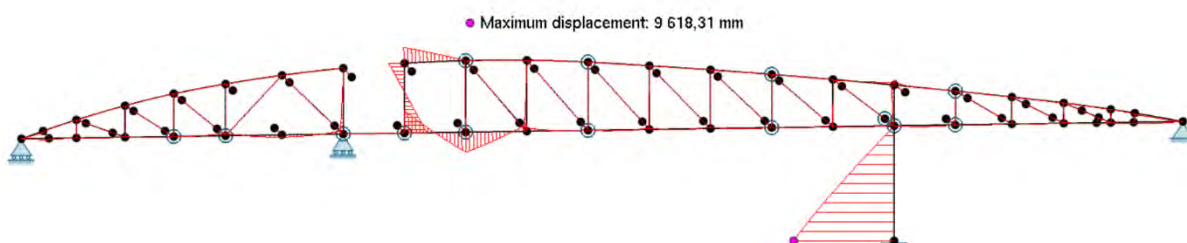
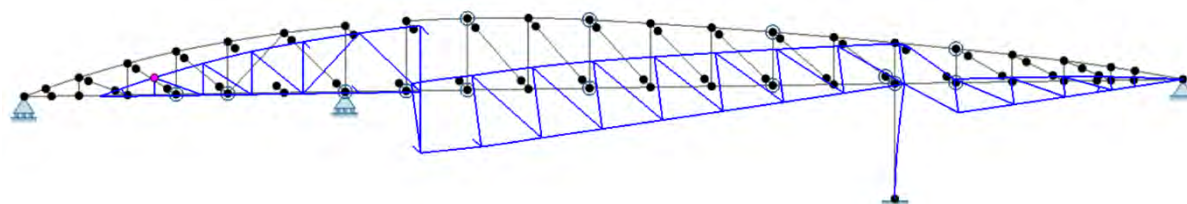


• Max. tension: 2 428,70 kN Max. compression: 2 406,76 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
UG-V 27	2224				
Dekketverrsnitt ved 15	332		9421	-93,6	94,0
Diagonal 16	842				
Diagonal 14	-1824				
Udisp 13		1999			
Udisp 31		1194			
Udisp 32		809,73			

Diagonal 14 står i trykk så den vil forbli på plass. Søyle akse 3 går til høyre, men endelig posisjon av denne vil være avhengig av rekkefølgen på den videre utviklingen av kollapsen av brua.

Fjerner momentstivheten i dekket ved knutepunkt 15:



Max. tension: 1 681,56 kN Max. compression: 1 896,73 kN

Komponent	Aksialkraft kN	Forskyvninger	Moment kNm	Overside- spenning MPa	Underside- spenning MPa
UG 31-33	1499				
UG-V 27	1573				
Diagonal 16					
Søylefot akse 3	1894		12953	1638	-1760
Udisp 13		9615,4			
Udisp 31		1206,3			
Udisp 32		522,64			

Aksialkraften i OG 32-34 er +1510 kN selv om stivheten her er drastisk redusert (i praksis null) for å modellere brudd i denne. Det lar seg ikke gjøre å gjennomføre en simulering med komplett fjerning av OG 32-34, eller reduksjon av stivheten i UG 31-33. Rotasjon av søylen i akse 3 er avhengig av rekkefølgen til

kollapsen. Hvis kollaps av midtspenn skjer før kollapsen mellom akse 3 og 4, så vil søylen dreie mot venstre. Hvis kollapsen av brudel mellom akse 3 og 4 skjer først, så vil denne delen dra søylen mot høyre, dvs mot øst. Modellen er i dette stadium så ustabil at videre simuleringer ikke lar seg gjennomføre.

Simuleringene stopper her, videre realistiske simuleringen av kollapsene krever en dynamisk modellering med hensyntagen til diskontinuiteter i konstruksjonen.

C.5 Oppsummering

Oppsummeringen baseres på statiske 2D simuleringer av ett av de to fagverkene. Eventuelle 3D effekter er ikke representert i simuleringene. Flere tilnærminger og antagelser er anvendt i simuleringene og det er gjort forskjellige valg for modifisering av modellene. Til tross for usikkerheten rundt modelleringen, så fremstår det en bruddrekkefølge som synes å være forenlig med det observerbare resultatet av kollapsen.

C.5.1 Bruddinitiering

Ved hjelp av numeriske simuleringer er tre forskjellige steder for bruddinitiering undersøkt, nemlig brudd i diagonal 6, diagonal 7 eller i knutepunkt OG 34V som er skjøten i overgurten mellom akse 3 og 4. Ingen andre steder for bruddinitiering anses som aktuelle.

Et initialt brudd i diagonal 6 vil umiddelbart føre til kollaps av brua, så lenge midtspennet belastes med et kjøretøy på nærmere 50 tonn totalvekt. Et tungt kjøretøy med kjøreretning mot øst vil i denne situasjonen forårsake total kollaps av brua. Det er mulig at et brudd i diagonal 6 kan forårsakes av et annet kjøretøy enn det som var på brua under kollapsen, men da må dette kjøretøyet ha kjørt i retning fra øst mot vest, slik at ikke midtspennet ble vesentlig belastet etter at diagonal 6 fikk brudd.

Et initialt brudd i diagonal 7 gir ikke nødvendigvis umiddelbar kollaps av brua. Det er mulig at brua kan stå over en begrenset tidsperiode med dette. I denne situasjonen blir brua betraktelig mykere og kan også gi vridninger hvis en tenker seg at en slik skade opptre i det ene fagverket først. Hvis en av diagonalene 7 har fått brudd, så vil deformasjoner og økte momenter i innfestingen av diagonal 6, sannsynligvis føre til brudd også i diagonal 6 etter relativt kort tid. Når diagonal 6 ryker så blir resultatet det samme som om diagonal 6 startet kollapsen.

Et initialt brudd i diagonal 6, vil sannsynligvis medføre et brudd i diagonal 7, og omvendt; et initialt brudd i diagonal 7 vil medføre et følgebrudd i diagonal 6 etter kort tid. Mest sannsynlig har begge disse diagonalene fått brudd tidlig i kollapsen.

Med beregninger er det mulig å simulere kollapsen uten at det forutsettes brudd i diagonal 7. Det observerte bruddet i diagonal 7 må i dette tilfellet bli en konsekvens av fagverkets sammenstøt med elvebunnen.

Et initialt brudd i skjøten av overgurten ved akse 3 (OG 34V) gir kun marginale endringer i kraftbildet for de deler av brua som påviselig har fått brudd, så dette ser ikke ut til å være kritisk for brua med den aktuelle belastningen som var på brua under kollapsen.

C.5.2 Bruddforløp

Mest trolig har bruddet startet i diagonal 6 eller 7 og begge diagonalene har feilet.

Som en konsekvens av dette fikk undergurten ved akse 2 (UG 13H) for stort moment kombinert med stor strekk-kraft og fått brudd. Dette elementet har en skjøt i undergurten i knutepunkt 15, så dette elementet faller trolig ned.

Når en vesentlig del av stivheten forsvant på høyresiden av akse 2, økte belastningen i knutepunktet i overgurten ved akse 3 som har en skjøt (OG 34V). Denne kom nå godt over kapasiteten i skjøten (dybler eller splitting) og fikk brudd.

Bruddet i undergurten ved akse 2 samt bruddet i OG 34V ga dermed for stort moment i overgurten ved akse 2 i knutepunktene OG 14H og OG 16V. Overgurten ved akse 2 har en utstøpt skjøt i OG 16V og denne klarte ikke å overføre momentet, så dette elementet fikk fullt brudd og falt trolig ned.

Ved akse 2 var det nå kun dekket som representerte kontinuiteten i konstruksjonen.

Manglende stivhet ved akse 2 og bruddet i OG 34V ga til sammen for store momenter i overgurten ved knutepunkt 18, og ga trolig et momentbrudd i overgurten her.

Manglende stivhet ved akse 2 og bruddet i OG 34V ga til sammen for stort moment og aksialkraft i diagonal 15 i denne fasen og dermed brudd i denne.

Uten diagonal 15 var det kun vertikal stivhet i undergurten ved knutepunkt UG 33 til høyre for akse 3. Knutepunkt 33 er en skjøt i undergurt og denne hadde i praksis nesten ingen rotasjonsstivhet eller momentstyrke. Motstanden mot rotasjons ved akse 3 måtte derfor ivaretas av søylen ved akse 3. Festet av søylen i akse 3 til fagverket ble utført med en beskjedne boltegruppe og kunne ikke under disse omstendighetene overføre et moment som tilsvarte spenninger på over 2000 MPa i søylen. Festet av fagverket til søylen fikk dermed brudd.

Også ved akse 3 var det nå kun dekket som representerte horisontal kontinuitet av brua.

Det videre bruddforløp ble styrt av aksialkreftene og momentene i dekket. I denne fasen var opplagerbetingelsen i aksene og lastplasseringen avgjørende. Lastebilen med totalvekt på 50 tonn var mellom akse 2 og 3 (i midtspennet). Opplagerbetingelsene ved akse 1 og 2 var glidelager i horisontal retning (+/- ca. 50 mm) og vertikal understøttelse. Akse 3 var i denne fasen understøttet av en søyle delvis innspent ved fundamentet og denne ga etter momentbruddet kun vertikal understøttelse av dekket ved akse 3. Akse 4 hadde et fast, men dreibart lager.

Når dekket begynte å bøye seg ned til høyre for akse 2, fikk det bøyespenninger og membran (aksial) spenninger pga. de store deformasjonene. Membranspenningene trakk brudelen mellom akse 1 og 2 til høyre mot elven, helt til tverrbæreren i akse 1, som roterte om egen akse, hvelvet og ikke lenger understøttet fagverket i oppleggs punktene. Omtrent samtidig ble tverrbæreren i akse 2 dratt av fundamentet. Når fagverket ikke lenger hadde understøttelse i akse 2 falt det ned og drog med seg tverrbæreren ut i elven ved akse 1.

Den horisontale trekk-kraften som har trukket brudelen mellom akse 1 og 2 ut i elva har trolig vært i størrelsesorden 140 til 150 kN. Denne er ikke større enn at de vertikale kontaktkreftene og friksjon mellom tverrbærerne og tredekket kunne ha vært tilstrekkelig til å overføre den nødvendige kraften. I tillegg har det vært kontaktkrefter mellom styrefinnene i tverrbærerne og tre-dekket. Tredekket har trukket i

brudelen mellom akse 1 og 2 helt til momentene i tredekket ble så store at det knakk på to steder; ved knutepunkt UG 13 og UG 15, og kontinuiteten i membrantilstand forsvant.

Fagverket mellom akse 3 og akse 4 falt trolig ned da diagonal 15 gikk til brudd og kun dekket og undergurten mellom UG 31-33 var igjen. Denne undergurten fikk da store momenter og hadde skjøt i UG 33 som tålte minimalt med moment. Egenvekten ble i denne tilstanden for stor.

Trolig skjedde mesteparten av kollapsen ved akse 2 før fagverket brøt sammen til høyre for akse 3. Bruddet ved akse 3 ble forårsaket av bruddet ved akse 2 og det krevdes at det utviklet seg en viss rotasjon av midtspennet ved akse 3 før momentet tok forbindelsen mellom tverrbærerne i akse 3 og fagverket, og fagverket mistet understøttelsen i akse 3.

Det observerte bruddet ved knutepunkt UG 27 anses som en følgeskade av sammenstøtet mellom en del av midtspennet og elvebunnen. Når brua faller fritt ned med 5 til 10 meters fallhøyde og brått blir stoppet når den når elvebunn og akse 3, så vil effekten av all masse involvert mangedoble belastningen i forhold til statisk tilstand og ett eller flere brudd vil nærmest være uunngåelig. De samme forholdene gjør seg også gjeldende for de andre bruddene som kunne observeres etter kollapsen.

C.5.3 Kommentar

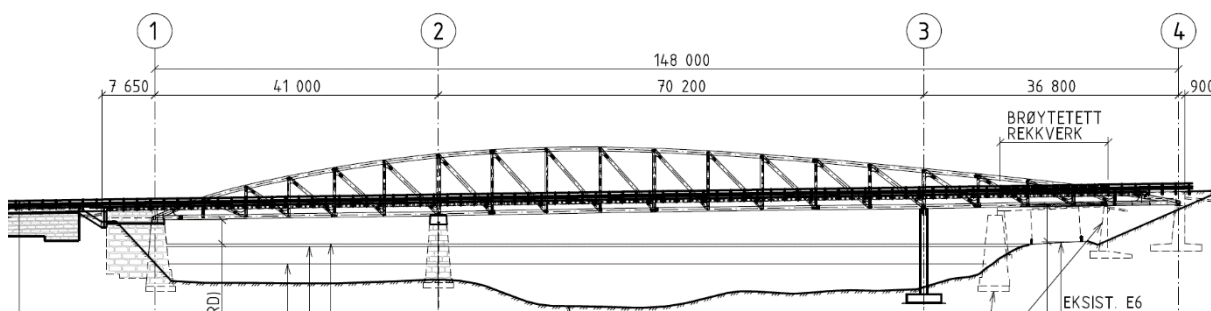
Denne vurderingen baseres seg på et enkelt kjøretøy med totalvekt på 490 kN, og som vist her så gir ikke denne lasten noen overbelastning på brua. Ett eller annet konstruksjonselement må fjernes fra brua for at en kollaps skal kunne utvikle seg.

D Vedlegg: Gjennomgang av konstruksjon, skader og brudd sett i lys av antatt bruddforløp.

D.1 Konstruktive forhold og numeriske simuleringer

Hensikten med dette notatet er å undersøke om skadene som er observert på Tretten bru etter brukollapsen er i samsvar med forløpet av brukollapsen forklart med numeriske simuleringer med FEM. FEM beregningen er beskrevet i vedlegg B.

Tretten bru har 3-spenn med vertikal understøttelse i landkarene i aksene 1 og 4, samt ved akse 2 og akse 3, se lengdesnittet i Figur 67. Ved akse 2 ble eksisterende steinfundament supplert med en betongtopp. I akse 3 er det laget et nytt fundament i elven hvor to stålsøyler fylt med armert betong er montert, og disse gir vertikal understøttelse av brua. Horisontale krefter i bruas lengderetning tas kun av opplagerne i akse 4, aksene 1 og 2 er utstyrt med glidelagre, og understøttelsen i akse 3 er trolig for myk til å ta ned krefter av betydning i lengderetning. Tredekket ligger i prinsippet løst på tverrbærerne (flytende) og er ikke fastholdt mot krefter i lengderetning andre steder enn inn mot brukarene. Bremskrefter blir dermed i liten grad overført til fagverkene, men må overføres gjennom brudekket og inn til landkar som trykkspenninger.



Figur 67 Lengdesnitt av Tretten bru sett fra nedstrøms side, med aksene 1 til 4 inntegnet.

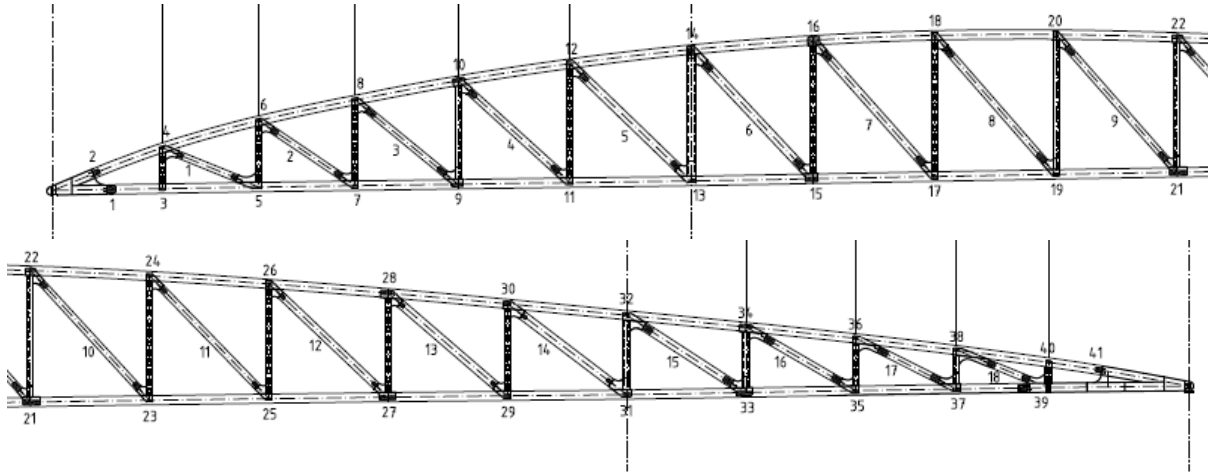
Dronebildet vist i Figur 68 tatt få timer etter brukollapsen viser tydelig at fagverkene etter brukollapsen ikke lenger understøttes av fundamentene i bruspenet. Begge de vertikale fagverkene har falt av fundamentene ved akse 2 (mot vestsiden) og ved akse 3 (mot E6 på østsiden). Tap av understøttelse fra et fundament vil medføre at spenningene i konstruksjonen kan bli mangedoblet og gi omfattende bruskader.



Figur 68 Dronebilde tatt fra oppstrøms side få timer etter brukollapsen.

I det følgende ses det på observerte skader, og det gjennomføres enkle beregninger for å vurdere om de observerte skadene kan ha sin årsak i, og samsvare med, antatt bruddforløp. Skadene i diagonalene og eksperimentelle forsøk på materialer fra diagonalene omtales i Vedlegg E og F.

I det videre er overgurt forkortet OG, undergurt til UG, oppstrøms side til A og nedstrøms side til B, mens knutepunktene er nummerert iht. projekteringen av brua, gjengitt i Figur 69.



Figur 69 Nummerering av knutepunkter og diagonaler. Akse 2 faller sammen med knutepunktene 13 - 14, mens akse 3 faller sammen med knutepunktene 31-32.

Når det anvendes krefter og modeller for motstand, så er det benyttet plan modellering, dvs. brua og alle krefter er betraktet som symmetrisk om bruas midtlinje i lengderetningen. Dermed er det kun benyttet krefter og motstand for halve brubredden i vurderingene.

D.2 Antatt bruddforløp

Resultatet av brukollapsen er avbildet i Figur 70. Som det ses av bildet har brua en tilnærmet plan deformasjon etter kollapsen, dvs. at begge fagverkene har omtrent lik oppførsel symmetrisk om bruas midtlinje. Det er derfor naturlig å kun benytte plane modeller med kun ett fagverk (det mest påkjente - nedstrøms) også i vurderingene. Kollapsen av brua er simulert numerisk og resultatet er beskrevet i vedlegg: Lastanalyse for utmattingsberegninger.



Figur 70 Tretten bru kollaps sett fra nedstrøms side.

Basert på de numeriske ikke-lineære analysene og beregninger av de mest sannsynlige styrker og stivheter for alle deler av brua slik de er beskrevet i vedlegg B, fremkommer følgende bruddforløp som det mest sannsynlige:

Brudd starter i en av diagonalene 6 eller 7 (blokkutrivning), noe som gir for stor momentbelastning på undergurten ved knutepunktene UG 13 og UG 15 med påfølgende momentbrudd i undergurt UG 13-15. Deretter feiler skjøten i overgurt til høyre for akse 3, knutepunkt OG 34V, pga. for liten dybelstyrke eller blokkutrivning pga. aksialbelastning kombinert med mulig momentbelastning. Deretter får overgurten ved knutepunktene OG 14 og OG 16 momentbrudd. Dette forplanter seg trolig også til knutepunkt OG 18.

Fagverket mellom knutepunkt 16 og helt frem til akse 3 begynner nå å rotere om akse 3 og falle ned. Det er kun det «flytende» (løstliggende) tredekket som i denne situasjonen opprettholder horisontal kontinuitet av veibanen til høyre for akse 2. Ved økende vertikalt fall av fagverket virker det flytende dekket som en hengekøye og membrankreftene i dekket trekker brudelen mellom akse 1 og 2 til høyre mot elvemidten. Tredekket trekker også med seg opplegget ved akse 1 som medfører at tverrbæreren her velter. Når denne horisontale bevegelsen av brubanen når kanten av pilaren i akse 2, faller tverrbæreren i akse 2 ned i elva og trekker med seg hele fagverket mellom akse 1 og 2.

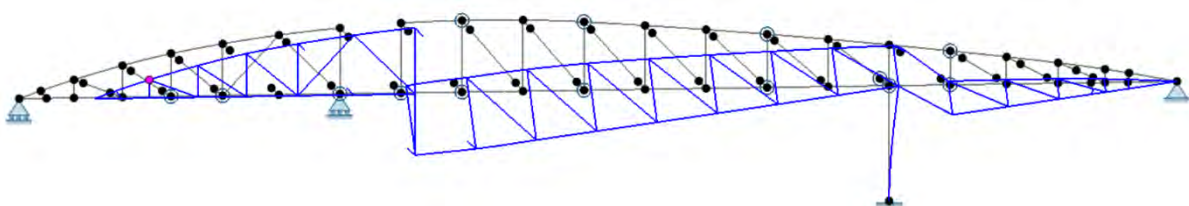
Dekket trekkes horisontalt av membrankrefter forårsaket av egenvekt og/eller lastebilen inntil momentene i dekket blir så store at dekket knekker, og kontinuiteten og membrankreftene opphører. Dekket faller etter dette rett ned mellom akse 1 og 2 og knekker av sin eget vekt siden understøttelsen fra fagverkene og tverrbjelkene er blitt borte (får for lang spennvidde).

Diagonal 15 får, som resultat av rotasjon av midtspennet om akse 3, for stor kombinert aksial- og momentbelastning og dermed brudd. Tap av diagonal 15 (og knutepunkt OG 34V), gir ingen rotasjonsstivhet av brua til høyre for akse 3 og det er kun innspenningen ved søyletoppen av akse 3 som kan gi moment-motstand mot rotasjon.

På søyletoppen i akse 3 er tverrbæreren festet til søyletoppen og videre så er fagverket festet til tverrbæreren med bolter. Festet mellom tverrbæreren og fagverket er svakest, og det ryker og medfører at fagverkene faller av opplegget ved akse 3.

Etter at diagonal 15 har feilet har brudelen mellom akse 3 og akse 4 i realiteten ingen vertikal understøttelse og begynner derfor å rotere om fastlageret i akse 4. Dette trekker fagverket mot høyre ved akse 3 inntil brudelen mellom akse 3 og 4 mister kontinuiteten med resten av fagverket og det faller ned på veien under (E6).

Deformasjoner beregnet med numeriske analyser for det siste stadiet før brua faller ned, er vist i Figur 71.



Figur 71 Deformasjoner fra numeriske analyser rett før brua faller ned

Det er tydelig at fagverket mellom akse 1 og 2 er trukket til høyre og at mesteparten av midtspennet har rotert om akse 3. Fagverket mellom akse 1 og 2 faller ned fra pilaren i akse 2 når horisontalforskyvningen her overskrider ca. 1,1 m. I tillegg til rotasjonen ved akse 3 (UG 31) er det også trolig en forskyvning til høyre av den midterste delen av brua ved akse 3, i retning av akse 4.

De andre bruddene som har blitt observert, skyldes trolig sammenstøtet mellom brudelen og grunnen.

D.3 Fundament ved akse 1 mot vest

Lagerplatene fra tverrbæreren i akse 1 (på begge sider) ble funnet ved foten av skråningen på land, ca. 2-3 meter fra landingsplassen til tverrbæreren etter kollapsen. Det ble ved akse 1 ikke observert noen skader på lagerdelene som indikerer at lagrene ikke fungerte som forutsatt for normal bruk av brua.

Tredekket er lagt flytende (løst) på tverrbærerne, kun med en styrefinne som passer inn i et slisse-spor på undersiden av dekket. I denne delen av brua er det en styrefinne per tverrbærer. Styrefinnen hindrer at tredekket forflytter seg sidelengs på tverrbæreren. Lengden av sporet er noe lengre enn styrefinnen, anslagsvis noen få centimeters åpning både foran og bak.



Figur 72 Tverrbjelke fra akse 1, revet løs fra fundamentet og dratt ut i elven. Styrefinnen ses på oversiden.

Mulige årsaker til at tverrbæreren ved akse 1 ble revet av fundamentet og havnet i elven kan være at:

1. tredekket har blitt trukket ut mot elven og har trukket med seg tverrbæreren ved at styrefinnene har brukt opp sin frigang og det har oppstått krefter i lengderetningen av brua eller,
2. fagverkene har blitt trukket horisontalt pga. kollapsen et annet sted og lagerdetaljene har heftet seg fast i tverrbæreren etter at lagrenes frigang er overskredet og dermed trukket med seg tverrbæreren eller,
3. både tredekket og fagverkene har blitt trukket mot elven, enten simultant eller med en viss differanseforskyvning.

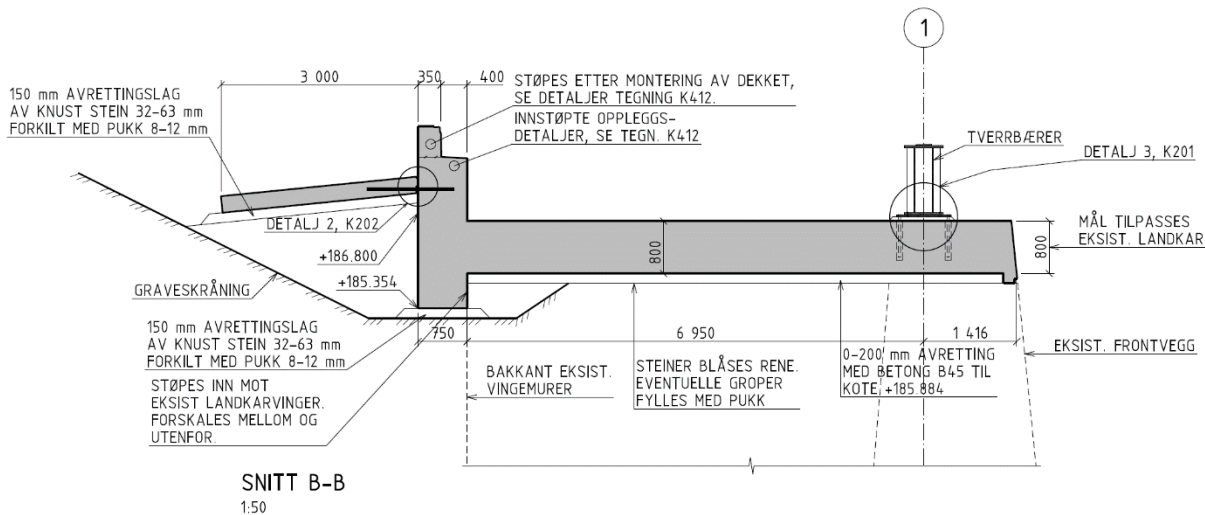
Basert på numeriske simuleringer er det mest sannsynlig at tredekket har fått store membrankrefter etter at fagverkene brøt sammen til høyre for akse 2. Beregningene (plan modell for halve brua) viser at membrankraften i startfasen av kollapsen kan være i størrelsesorden 400 til 1500 kN, mens den kan være mer enn 4000 kN senere i kollapsen.

Etter kollapsen var det tydelige spor av at styrefinnen og tredekket har forflyttet seg i forhold til hverandre slik at tredekket har forflyttet seg mer i retning av akse 2 enn tverrbæreren. Dette ble observert ved inspeksjon av brudelene før brua ble fjernet og er dokumentert med bilder, se for eksempel Figur 77.

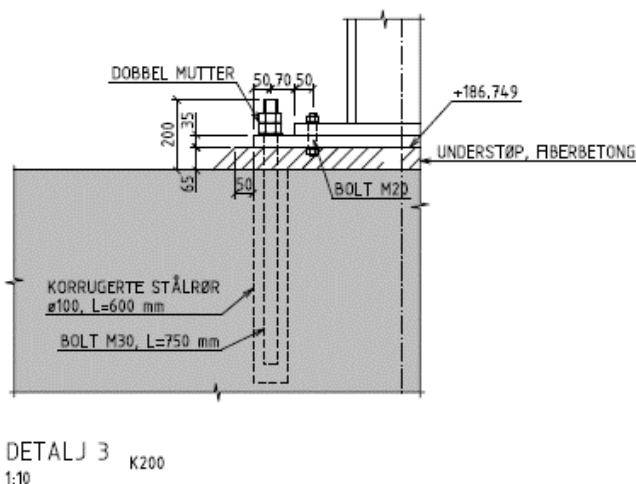
Tverrbæreren i akse 1 er festet med bolter til betongfundamentet på vestre elvebredd, se vertikalsnitt i Figur 73. Tverrbæreren er utkraget på begge sider og har i endene oppleggspunkt for opptak av de vertikale kreftene fra fagverkene. Selve oppleggspunktene er senket slik at de ligger lavere enn fundamentet, se foto i Figur 72 og tegning i Figur 75. Oppleggspunktene på tverrbærerne har lagre som tillater forskyvning av fagverkene i bruas lengderetning. Det faktum at oppleggspunktene for fagverkene ligger lavere enn fundamentet som mottar oppleggskreftene, medfører at tverrbjelken i akse 1 i noen grad får en stabiliserende virkning med hensyn på rotasjon (velting) av tverrbæreren om sin egen lengdeakse. Det er lite trolig at en differanse i forlengelse eller forkortelse av fagverket i forhold til tredekket,

forårsaket av tøyninger fra fukt, temperatur eller belastning på fagverkene under vanlige bruk, kan ha forårsaket at tverrbjelken har rotert og blitt revet av fundamentet og havnet i elven.

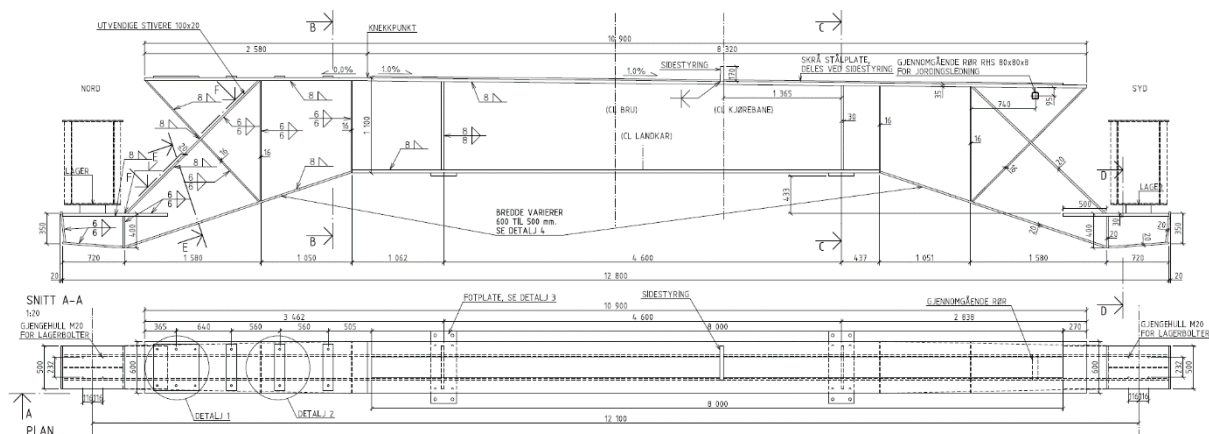
Tverrbæreren er festet kun med 2 stk. M20 (8.8 eller 10.9) bolter på hver side, og disse ble revet av i kollapsen, se tegning og bildet i Figur 74. Med målene tatt fra Figur 74 og Figur 75, er det foretatt en enkel likevekts beregning av nødvendig kraft i toppen av tverrbæreren for at denne skal velte om sin egen akse. Den destabiliserende kraften vil være membrankraft fra tredekket i toppen av tverrbæreren, mens stabiliserende krefter skyldes oppleggskraften fra fagverket (ca. 340 kN i denne fasen) og festekraften fra boltene, her estimert til ca. 220 kN per bolt. Beregningen gir at en kraft fra dekket i størrelsesorden 310 kN vil kunne gi rotasjon og velting av tverrbæreren.



Figur 73 Betongfundament på vestre elvebredd med tverrbærer i akse1



Figur 74 Feste av tverrbærer mot betongfundamentet i akse 1, de to M20 boltene er slitt av. Såleplaten med M30 er intakt.



Figur 75 Tegning av tverrbæreren i akse 1

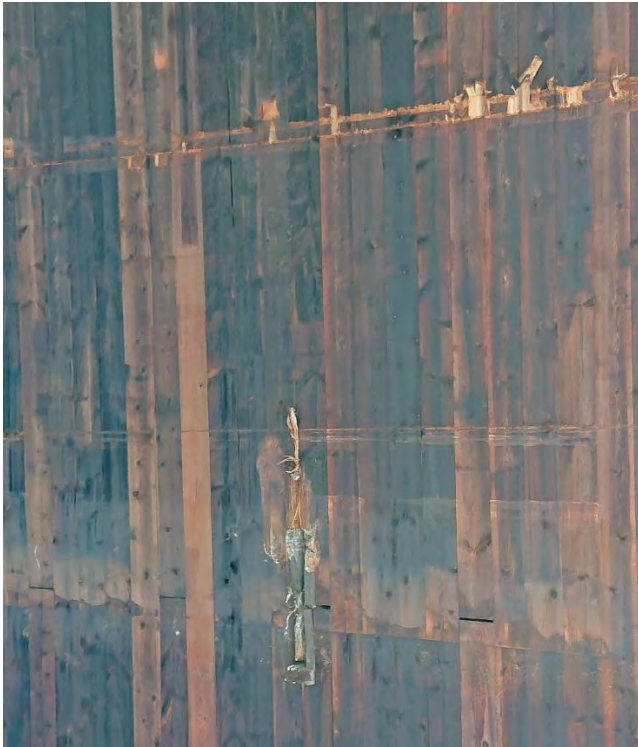
Det er liten tvil om at tverrbæreren har vært utsatt for velting, avtrykket er tydelig på bildet vist i Figur 76. Etter kollapsen var det her tydelige spor av at tverrbæreren ved akse 1 har rotert og veltet og blitt trykket mot tredekket. Det er tydelige avtrykk av den rette overflensen og den skrå enden av underflensen til tverrbæreren (se Figur 75) på undersiden av tredekket, se Figur 76. Det er også klart at bevegelsen av tredekket har vært ut mot elven (til høyre), siden avtrykket av underflensen er nærmest akse 1.

Styrefinnene og tredekket har forflyttet seg i forhold til hverandre slik at tredekket har forflyttet seg mer i retning av akse 2 enn tverrbæreren, før tverrbæreren i akse 1 veltet og de andre tverrbærerne mellom akse 1 og akse 2 etter hvert falt ned. Styrefinnene har gravd seg inn i tredekket ved alle de tverrbærerne det har vært mulig å observere etter brukollapsen, se Figur 77. På høyresiden av figuren er en forstørrelse som viser hvordan styrefinnen i den ut-freste slissen har overført store krefter fra dekket til tverrbæreren og forårsaket at den har veltet.

Bare en styrefinne alene (400 x 170 x 35 mm) kan ved kontakt med materialet i tredekket overføre en kraft opp mot 350 kN. I tillegg vil det være friksjonskrefter mellom tredekket og tverrbæreren, så mest trolig har det blitt overført en kraft fra tredekket til tverrbæreren stor nok til å rive tverrbæreren løs fra festet og etterpå velte tverrbæreren. Kraften i tredekket skyldes membrankraften i dekket som oppstår etter at fagverket startet med å bryte sammen til høyre for akse 2, og dekket fikk betydelige nedbøyninger her. Som det ses på bildet til venstre i Figur 76, så ligger tverrbæreren oppå endeavslutningen av fagverket, og dermed må fagverket ha landet i elven før tverrbæreren ble dratt helt av landkaret ved akse 1. Det må da ha vært tredekket som har dratt med seg tverrbæreren og ikke fagverket.

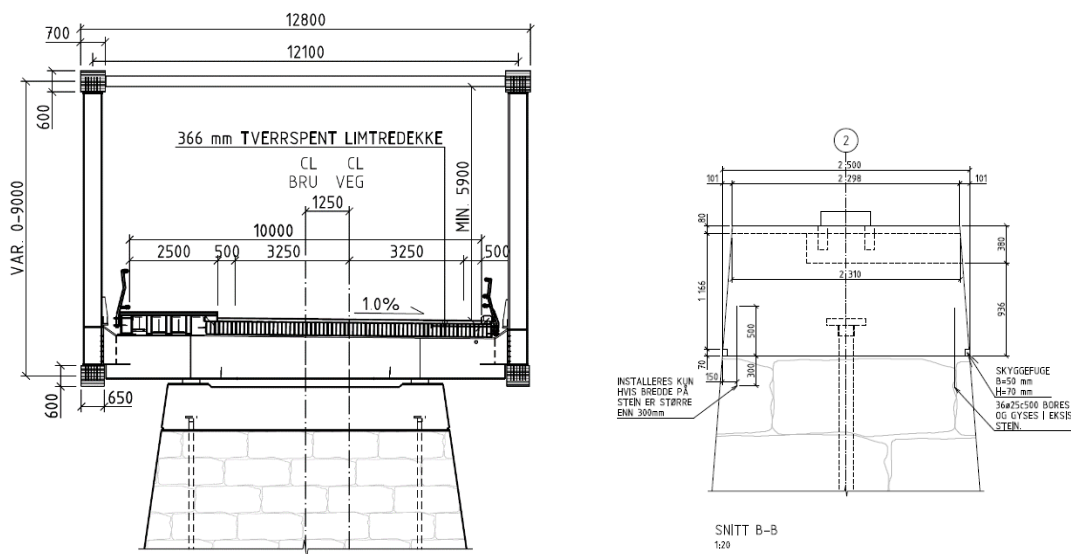


Figur 76 Avtrykket av veltet tverrbærer på undersiden av tredekket ved akse 1. Til høyre nærbilde av avtrykket av tverrbæreren på nedstrøms side.



Figur 77 Undersiden av tredekket ved akse 1. Merket etter kreftene mellom styrefinne og tredekket, retning oppover (tilsvarer mot vest). Tredekket har beveget seg mot øst.

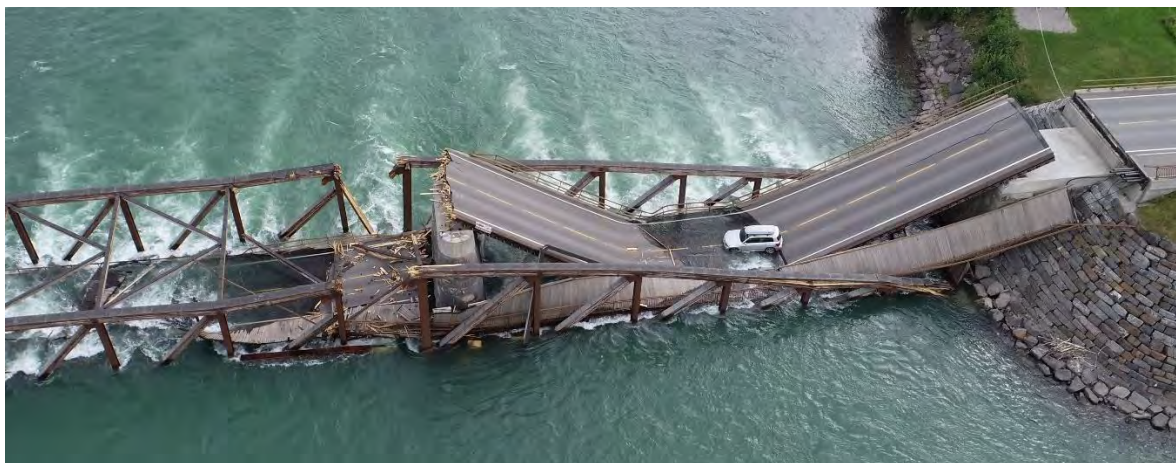
D.4 Fundament i akse 2 mot vest.



Figur 78 Tverrsnitt av brua og fundament ved akse 2 med knutepunkt 13, nedstrøms side (B) til høyre.

Ved akse 2 utgjør tverrbæreren og de to vertikale stålelementene til sammen en U-formet ramme som bidrar til å føre horisontale vindkrefter på tvers av bruaksen ned til fundamentet, se Figur 78. Tverrbæreren hviler på to lagere som tillater +/- 50 mm deformasjonsendring i lengderetningen av brua. Lagrene er opplagt på en forsterket steinpilar med en betongtopp med total bredde i toppen på 2310 mm.

Siden dekket ligger flytende på tverrbærerne i lengderetningen av brua, overføres det ikke horisontale krefter i lengderetningen av brua fra dekket til tverrbærerne i normal brukstilstand, og dermed heller ikke til fagverkene. Som det kan observeres fra bildene i Figur 79 og Figur 80 ligger ikke tverrbæreren lenger på fundamentet i akse 2 etter kollapsen. Lagerplaten oppstrøms er synlig i Figur 80 til høyre.



Figur 79 Fundament ved akse 2 og landkar mot vest (akse 1).



Figur 80 Tverrbæreren i akse 2 er blitt dratt av fundamentet

Selv om det ikke er synlig på bildene, Figur 79 og Figur 80, så er U-rammens integritet opprettholdt under og etter brukollapsen, noe som bekreftes av bildene i Figur 81. Knutepunktene 13A og 13B, som er knutepunktene som knytter tverrbæreren ved akse 2 til fagverkene, viser at U-rammen med tverrbæreren i akse 2 er intakt etter kollapsen. Dermed er hele U-rammen dratt av fundamentet ved akse 2 i retning av midtspennet. Forstørrelser av tilgjengelige bilder viser også skuringsstriper i betongtoppen av fundamentet som igjen understøtter denne vurderingen.



Figur 81 Tverrbærer festet til vertikal i akse 2, oppstrøms side (venstre) og nedstrøms side (høyre). Tverrbærer er kuttet.

D.4.1 Temperatur/fukt

U-rammen i akse 2 bandt sammen de vertikale fagverkene oppstrøms (A) og nedstrøms (B). Det var kun mulig å få bevegelse i lengderetningen av brua hvis fagverkene tillot det. Fagverkene fikk kun vertikale krefter fra trafikklasten siden brudekket er flytende (vindlaster i denne sammenhengen holdes utenfor). Dermed er det trolig kun 3 muligheter igjen for å få forskyvninger i lengderetning av brua, nemlig:

1. Stor nedbøyninger fra trafikklast som medfører at brua dras inn mot sentrum siden den ikke er forankret andre steder enn i akse 4.
2. Forlengelse eller forkortelse pga. temperaturendringer
3. Forlengelse eller forkortelse pga. fuktighetsendringer

Mulighet 1:

Egenlasten ses bort fra i denne sammenhengen siden denne har vært omtrent konstant siden brua ble montert, og det ikke er gjort noen observasjoner på at brua ikke har vært posisjonert riktig i forhold til lagerplatene. En lineær statisk beregning med en trafikklast på 490 kN (lasttilfelle fra Eurocode 1-2, FML4 lastebil type 3) er utført for å bestemme maksimale horisontale forskyvninger i knutepunkt 13, dvs. tverrbærerens horisontale forskyvning i bruas lengderetning. Beregningene viser at maksimale forskyvninger ved akse 2 blir mindre enn +2 mm, -3 mm, +1 mm, med trafikklasten i henholdsvis venstre sidespenn (mellom akse 1 og 2), midtspenn (mellom akse 2 og 3) og høyre sidespenn (mellom akse 3 og 4). Disse forskyvningene er ubetydelige i forhold til lagerplatenes kapasitet (+/- 50 mm) og selv en ti-dobling av lasten vil ikke medføre noen risiko her. Det anses derfor som utelukket at nedbøyninger og tilhørende horisontale forskyvninger har vært utløsende årsak til kollaps.

Mulighet 2:

Dimensjonene til alle materialer endrer seg med temperaturen. For tre i aksiell retning (fiber-retning) så er varmeutvidelseskoeffisienten vanligvis satt til 0.005 mm/m C (NS 3470). Hvis vi antar at brua er fastholdt i akse 4 og at fri utvidelse tillates fra akse 4 til akse 2, vil en temperaturforskjell på 30°C i forhold til montasjetidspunkt, gi en utvidelse eller forkortelse på $0.005 \cdot (36.8 + 70.2) \cdot 30 = 16$ mm. Dette er mye mindre enn lagerkapasiteten (+/- 50 mm) og ikke under noen realistiske temperaturendringer anses det som mulig at brua forskyves ut av lagrene ved akse 2, eller trekkes av fundamentet.

Mulighet 3:

Trematerialer er hygroskopiske og endrer dimensjoner med varierende fuktinnhold. Referansefuktighet for trematerialer er 12 vektprosent. For produsert limtre antas det at ved montasje kan fuktighetsinnholdet være i området 12-14 %, avhengig av håndtering, lagringsbetingelser og klimatiske forhold. Det er lite sannsynlig at limtre med så store dimensjoner som er brukt på Tretten bru vil være under 12 %, siden det vil ta år i meget tørt klima å tørke ut så store dimensjoner. Maksimal fuktighet i utendørs konstruksjoner med konstruktiv værbeskyttelse (platedekking på toppflatene) samt kreosot oljeimpregnering antas å holde seg godt under 20 %, basert på målinger av noen bruer. Mest sannsynlig kan fuktigheten være om lag 15-16 % i de ytterste delene av tverrsnittet på vinterstid og noe mindre i de indre delene, dvs. en fuktighetsøkning relativt til produsert limtre.

Det er derfor rimelig å anta at *maksimal* gjennomsnittlig endring av fuktighet i treet (dvs. gjennom hele tverrsnittet av limtre delene) er mindre enn +4% siden brua ble montert.

Dimensjonsendringen ved fri utvidelse i lengderetningen (fiber-retningen) settes vanligvis til 0.0001 mm/% (EN 14080), slik at fri dimensjonsendring fra akse 4 til akse 2 blir maksimalt $0.0001 \cdot (36800 + 70200) \cdot (+4) = +43$ mm. Denne dimensjonsendringen er betydelig og vil være dimensjonerende for lagrene og betyr at brua har blitt lengre enn avstanden mellom opplagrene. Bemerk at dette ikke er en nøyaktig beregning av dimensjonsendringen siden effekten av kryp, som vil redusere dimensjonsendringen, er utelatt, og den

gjennomsnittlige fuktighetsendringen gjennom hele tverrsnittet trolig er for stor. Imidlertid vil en gjennomsnittlig fuktighetsøkning medføre en forskyvning av tverrbæreren i akse 2 i retning av akse 1, men altså i motsatt retning av forskyvningen ved brukollapsen. Det er derfor lite trolig at dette kan være en utløsende årsak for brukollapsen.

D.4.2 Membrankraft i tredekke

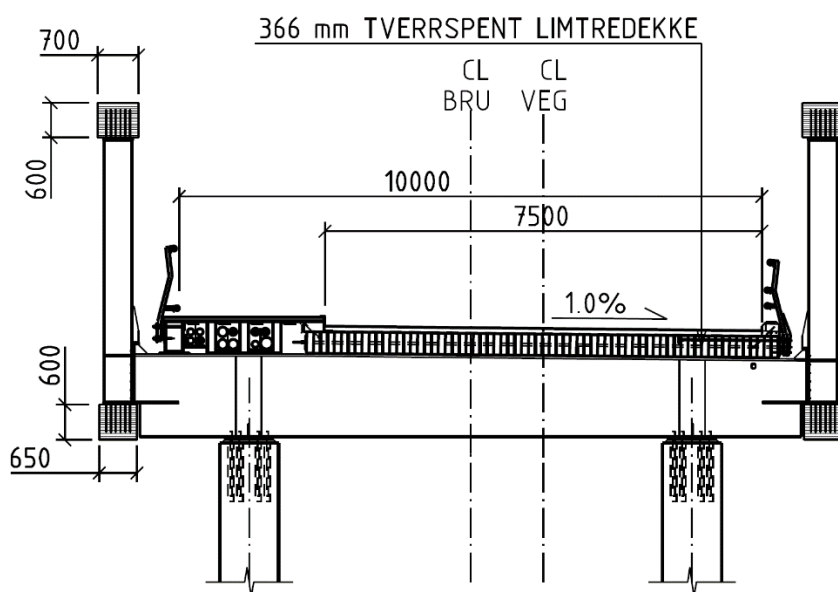
Motstanden mot at tredekke trekkes inn mot elven ved vestre elvebredd (akse 1 og 2) av membrankrefter i tredekke, kommer fra fastholdingen av tverrbæreren i akse 1, se del D.3, og friksjon ved akse 2. Ved relativt små deformasjoner er det liten friksjon ved akse 2, mest sannsynlig har lageret glideflater som har friksjonskoeffisient godt under 0.1. Opplager kraften i akse 2 ligger under kollapsen mellom 2000 kN og 2600 kN, så horisontalkraften fra friksjon i lagrene er trolig mindre enn 250 kN per lager, og dette vil være alt for lite til å forhindre at membrankraften i dekket (økende fra ca. 1500 kN til over 4000 kN under kollapsen) trekker dekket med tverrbærere og fagverk til høyre ut mot elva.

Etter at frigangen i lageret er oppbrukt ved akse 2, vil tverrbæreren gli ut av lageret og ned på pilartoppen i betong i akse 2, det er tydelige skuringsstriper i betongtoppen etter dette. Her vil friksjonen mellom tverrbæreren i stål og betongfundamentet komme opp mot 0.7 og således gi en bremskraft mot bevegelsen ut mot elva på anslagsvis 1400 til 1800 kN. Imidlertid har hele konstruksjonen nå kommet i bevegelse og for å stoppe en slik bevegelse trengs det trolig minst det dobbelte av denne bremskraften. Membrankraften i dekket i denne fasen er trolig over 4000 kN. Membrankraften som oppstår i dekket pga. de store nedbøyingene etter at fagverket svikter til høyre for akse 2 er årsaken til at brudelen fra akse 1 til 2 trekkes av fundamentene og faller ned i elva.

D.5 Fundament ved akse 3 mot øst

I akse 3 er tverrbæreren montert og festet til toppen av to betongfylte stålsøyler, se tverrsnittstegningen i Figur 82. Som det kan observeres fra oversiktsbildet i Figur 83 og nærbildet i Figur 84, har begge fagverkene falt av understøttelsen i akse 3. Til forskjell fra akse 2, så ligger tverrbæreren i akse 3 fortsatt på toppen av søylene etter kollapsen og integriteten mot søylene er fortsatt på plass, men ikke integriteten mellom tverrbæreren og fagverkene.

Fra bildene i Figur 83 og Figur 84 er det klart at fagverket på oppstrøms side har falt av og knekt ut til siden og delen(e) nærmest fundamentet i akse 3 ligger her i elven. På nedstrøms side har også fagverket mistet forbindelsen med tverrbæreren, men her har overgurten hengt seg opp på tverrbæreren når den falt ned, se bildet i Figur 83. Ved akse 3 er det forbindelsen mellom stål-vertikalene i fagverkene og tverrbæreren som har gitt seg og dette undersøkes nærmere i det følgende.



Figur 82 Tverrsnitt av brua og understøttelse ved akse 3, med knutepunkt 31. Fortauet ligger på oppstrøms side



Figur 83 Akse 3 sett fra nedstrøms side



Figur 84 Akse 3 sett fra oppstrøms side, Tverrbæreren sitter fortsatt på toppen av fundamentet.

D.5.1 Prinsipp for forbindelse mellom tverrbærer og vertikaler i stål.

De vertikale stålprofilene og tverrbæreren danner til sammen en forholdsvis momentstiv U-ramme som avstiver fagverkene sideveis. Vertikale krefter fra fagverkene overføres som kontaktkrefter mellom en eksentrisk «klakk» eller brakett som er påsveiset stålvertikalene og klakken hviler på endeplaten til tverrbæreren. Endeplaten er forlenget over toppen på tverrbæreren og avstivet. Den mottar vertikalkreftene fra fagverket som kontakt-trykk mot endeflaten, se tegninger i Figur 82 og Figur 86 til Figur 88, og et illustrativt bilde (fra lignede feste på akse 2) vist i Figur 85.



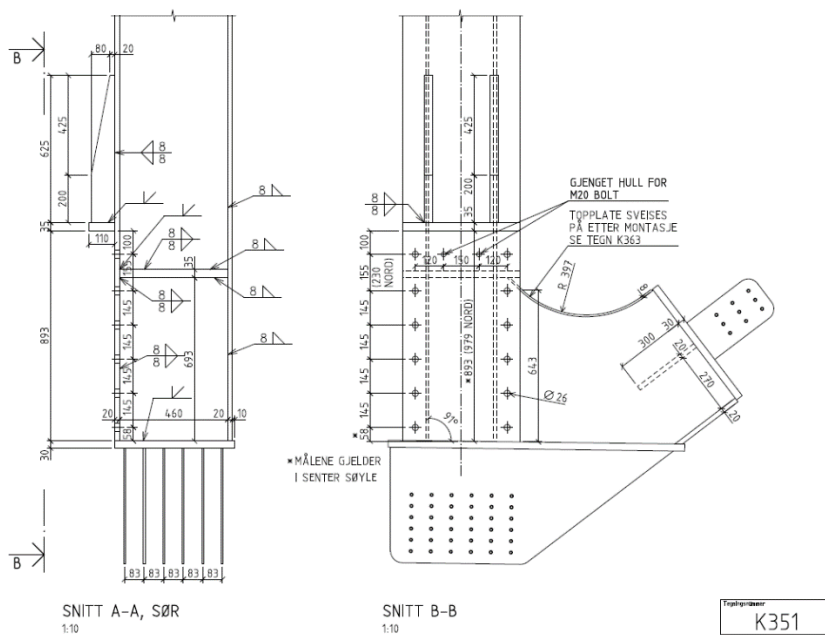
Figur 85 Prinsipp for feste mellom tverrbærere og stålvertikal (bildet er fra akse 2)

På denne måten blir det ubetydelige skjærkrefter på boltene fra vertikal-lastene siden brakett/platekontakten vil være mange ganger stivere enn bolteforbindelsen. Boltene sikrer at delene holdes på plass, samt at de må ta mulige momenter som kan oppstå i forbindelsen med vind inn mot brua, samt mulige momenter mellom tverrbærere og fagverkene fra trafikkbelastning. Krefter som boltene vil være utsatt for i normal bruk vil kun være aksialkrefter fra momenter. Rotasjonspunktet for moment som gir aksialkrefter i boltene vil være i kontaktarealet mellom endeplaten og braketten, og dette ligger eksentrisk i forhold til vertikalplanet til fagverkene. Egenlasten og trafikk vil på denne måte kun gi kontakttrykk mellom stålsøylen og endeplaten til tverrbæreren, og disse lastene medfører ingen aksialkrefter i boltene. Det er ikke kjent, og det har heller ikke vært mulig å fastslå, om boltene i forbindelsen har vært forspent eller ikke.

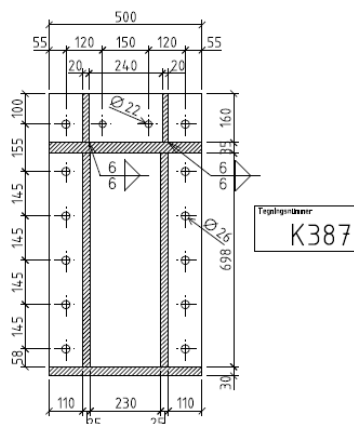
D.5.2 Vurdering og beregninger

D.5.2.1 Avskjæring av bolter i knutepunkt 31

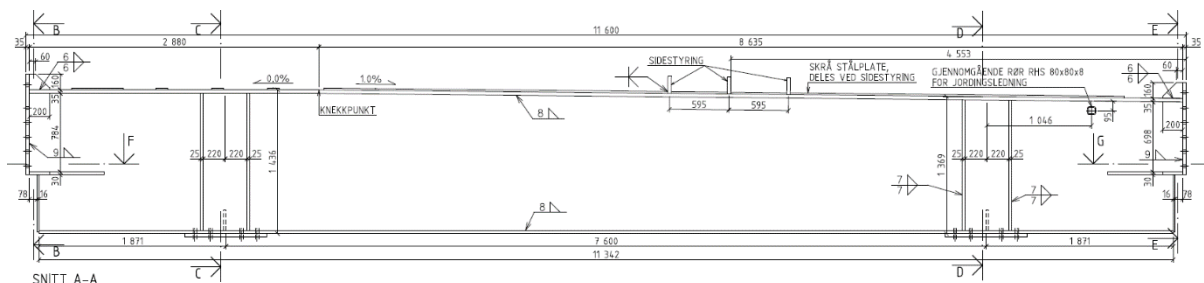
Detaljer fra knutepunkt 31, sammenføyningen av tverrbæreren og stålvertikalen er gjengitt i Figur 86 og geometri for endeplaten er gjengitt i Figur 87. I vurderingen er nedstrøms side benyttet siden forbindelsen her er litt mindre (pga. sidefallet på brubanen). Geometri av tverrbæreren er gjengitt i Figur 88.



Figur 86 Knutepunkt 31, feste mot tverrbærere, nedstrøms side (b)



Figur 87 Endeplate med geometri for festet mellom tverrbærere og stål-vertikal ved akse 3, nedstrøms side.



Figur 88 Tverrbærere ved akse 3, endeplate i begge ender.

Forbindelsen mellom tverrbæreren og stål-vertikalen i knutepunkt 31 er utført med 12 stk. M24 - 8.8 bolter og 2 stk. M20 bolter. Boltene er av fasthetsklasse 8.8, men slike bolter har i mange tilfeller høyere fasthet enn klassifiseringen, og her er det antatt at de kan ha bruddstyrke opp mot 900 MPa i strekk. Denne antagelsen tilsvarer at avskjæringsmotstanden er opptil 235 kN for en M24 bolt.

Med utgangspunkt i Figur 87 er det antatt at rotasjonspunktet for et moment (med rotasjon om lengdeaksen til tverrbæreren) på forbindelsen må ligge i venstre, øvre hjørne av endeavstiver-platen på tverrbæreren (mellom klakken og stiverplaten). Momentet som er nødvendig for avskjæring av denne forbindelsen beregnes med en likevektsbetraktning. Denne beregningen gir at forbindelsen maksimalt tåler et moment på 1200 kNm per forbindelse. Dette momentet er så lite sammenlignet med momentet som kan utvikle seg ved akse 3 (over 12000 kNm hvis forbindelsen hadde tålt det), at det ikke på noen måte kan forhindre at forbindelsen mellom tverrbærer og fagverket her får avskjæringsbrudd. Avklipping av den første boltene skjer ved en rotasjon på ca. 0.026 radianer (1.5 grader).

Avskjæringen av disse boltene ble også fastslått av SINTEF sin undersøkelse av boltene (se egen rapport og bildet til venstre på Figur 89). Til høyre på Figur 89 vises restene av en avskåret bolt som fremdeles satt i et av hullene i knutepunkt 31 ved inspeksjon av vrakdelene.



Figur 89 Avskjæring av bolter mellom tverrbærer og fagverk i knutepunkt 31, til venstre bolt fra SINTEFs undersøkelse, til høyre fra knutepunkt 31.

D.5.2.2 Stukning av endeplaten på tverrbærer i knutepunkt 31

Etter at momentbelastningen klippet av boltene som festet tverrbæreren til fagverket i knutepunkt 31, fortsatte fagverket å rotere om knutepunkt 31 samtidig med at fagverket begynte å falle ned i midtspennet. Dette medførte at reaksjonskraften i knutepunkt 31 ble, i stedet for jevnt fordelt utover hele endeplaten til tverrbæreren og klakken, konsentrert om det øvre hjørnet av endeplaten mot midtspennet (rotasjonspunktet). Dette kan tydelig observeres fra skadene vist på Figur 91 nedstrøms side, og på Figur 92 for oppstrøms side.



Figur 90 Tverrbærere i knutepunkt 31, oppstrøms til venstre og nedstrøms til høyre.



Figur 91 Stukning av endeplate til tverrbærere i akse 3, Nedstrøms side, stukning inn mot midtspenn

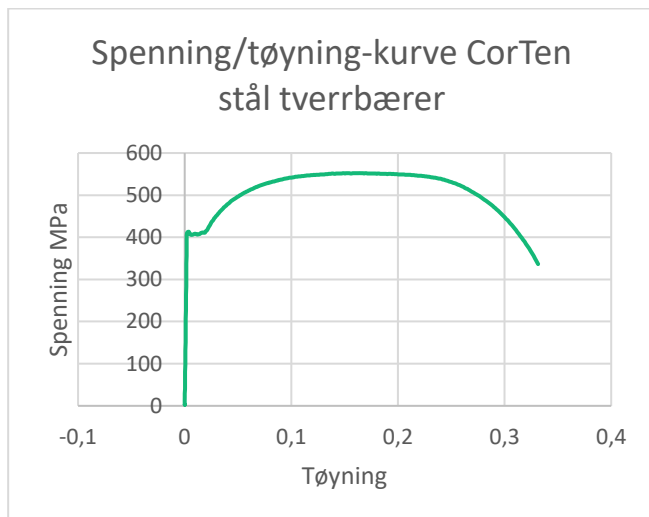


Figur 92 Stukning av endeplate til tverrbærer i akse 3 på oppstrøms side. Stukning er mot midtspennet. Klakk på stål-vertikal til høyre.

Materialkvaliteten benyttet i de fleste konstruktive ståldelene er S355 stål, dvs. vanlig fasthet for konstruktiv bruk. Materialprøver fra en tverrbærer ble utført i en masteroppgave ved NTNU, og ga resultatet plottet i Figur 93. Stålet kan karakteriseres som et relativt duktilt stål med flytegrense ca. 400 MPa og en bruddgrense på ca. 550 MPa.

Stukningen har startet i hjørnepunktet og spredd seg utover med en skrå kontaktflate hvor maksimal stukningsdybde i forhold til utbredelsen er ca. i forholdet 1:10. Den maksimale stukningen på hjørnet er ca. 10 mm, for både oppstrøms og nedstrøms sider.

Den maksimale stukningskraften er beregnet med en likevektsbetrakning til 1400 -1925 kN, hvor hhv. flytespenning og bruddspenning er anvendt. Dette betyr at kraften sannsynligvis har vært av denne størrelse før vertikalene gled av endeplatene. Til sammenligning så ligger oppleggskraften ved akse 3 mellom 1800 og 2200 kN under utviklingen av kollapsen, så denne stukningen skyldes trolig belastningen fra fagverket som har virket på hjørnet av endeplaten ved akse 3 i en fase under kollapsen. Stukningen på hjørnet av endeplatene på tverrbæreren i akse 3 er en klar indikasjon på at momentforbindelsen her har sviktet og at fagverket har rotert om aksene til tverrbæreren i akse 3.



Figur 93 Resultat av materialprøving ved NTNU av CorTen-stål i tverrbærer.

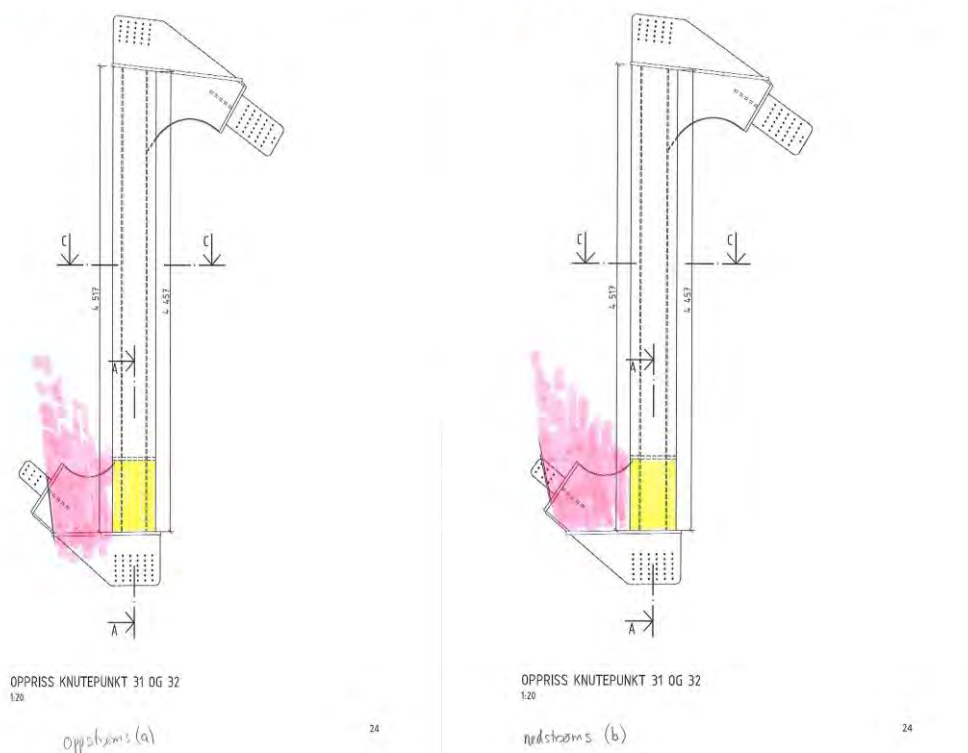
D.5.2.3 Skjæring av fotplater for diagonaler ved akse 3

Det er observert skader både på fotplatene til diagonalene ved stålsøylen i knutepunkt 31, samt i forbindelsen til diagonal 14 og også på selve diagonalen, se bilder i Figur 94.



Figur 94 Knutepunkt 31, oppstrøms (A) til venstre, nedstrøms (B) til høyre.

Skadene skyldes at fagverkene ved akse 3, etter at bolteforbindelsen til tverrbæreren var klippet av, har beveget seg i forhold til endeplatene på tverrbæreren i akse 3 og skåret i fotplatene og diagonalene. På tegningene av stålvertikalen i akse 3, vist i Figur 95, er området for skader markert med rosa farge. Opprinnelig posisjon av endeplaten er markert med gult.



Figur 95 Knutepunkt 31, oppstrøms (A) til venstre, nedstrøms (B) til høyre. Skadesoner markert med rosa (opprinnelig posisjon av endeplate markert i gult).

Skadesonene (rosa) indikerer at fagverkene har beveget seg til høyre relativt til tverrbæreren (gul) som sitter fast på toppen av fundamentsøylene. Dette støttes av resultatene fra de numeriske simuleringene, se Figur 71, samt foto tatt rett etter kollapsen vist på Figur 96.



Figur 96 Foto fra situasjonen ved akse 3 rett etter kollapsen

Som det kan observeres fra foto i Figur 96, så har fagverket på nedstrøms side hekket seg fast på tverrbæreren, men ikke på høyre side som det ville ha gjort om det falt rett ned, men til venstre for knutepunkt 32. Det er derfor liten tvil om at fagverket har blitt dratt til høyre ved akse 3 i en fase under kollapsen og fått skader i kontakt med endeplaten til tverrbæreren.

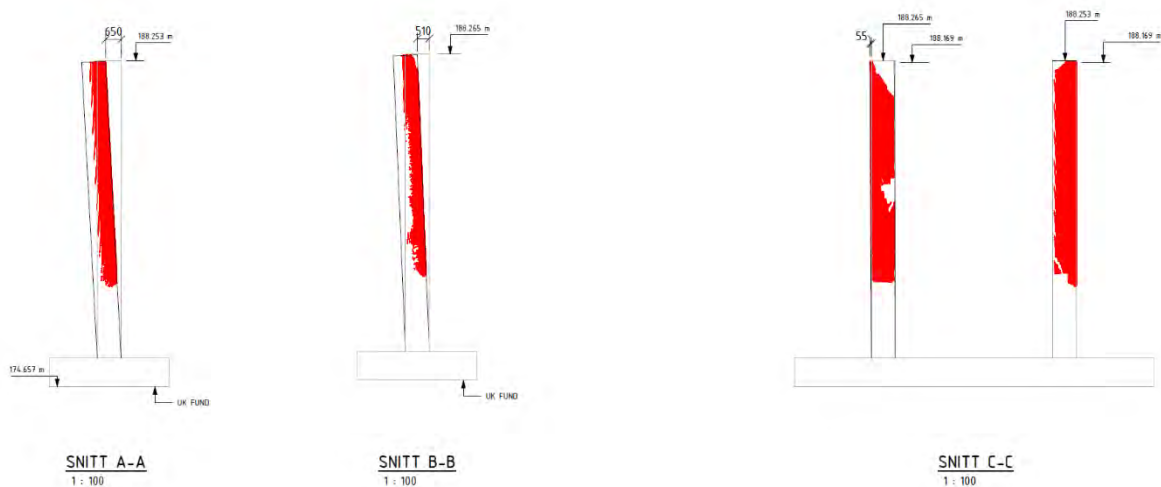
En kraft på anslagsvis mellom 200 og 500 kN er trolig nok til å gi skadene på festet av diagonalene, se Figur 94. Ifølge de numeriske simuleringene oppstår det i en fase av kollapsen en horisontal kraft på over 900 kN

mellom fagverket og tverrbæreren ved akse 3. Denne kraften trekker fagverket til høyre mot tverrbæreren og skyldes i hovedsak at fagverket og tredekket mellom akse 3 og akse 4 har begynt å falle ned, og gir da horisontalkrefter på de delene som henger på.

Skadene vist i Figur 94 og Figur 95 skyldes kontakt mellom endeplatene på tverrbæreren og fagverket når fagverket ble trukket mot høyre ved akse 3.

D.5.2.4 Søyler og fundament i akse 3

Fundament-søylene har etter kollapsen vært oppmålt og det er funnet at søyletoppene har forskjøvet seg 510 og 650 mm mot venstre (vest), se Figur 97. Søylen er innstøpt i en betong såle-plate som er fundamentert på løsmasser.



Figur 97 Innmålte deformasjoner av søylene i akse 3 etter kollapsen

Trolig har søylene også hatt deformasjon mot høyre i en fase under kollapsen pga. store horisontalkrefter til høyre og stort moment på søylene. Deformasjonen som er målt etter kollapsen skyldes trolig at i siste fasen av kollapsen har horisontalkraften virket mot venstre. Det er atskillig større vekt som henger i tverrbæreren i akse 3 på venstre side enn på høyre side etter kollapsen, se for eksempel bildene i Figur 90 og Figur 96. I siste fase har det derfor vært større krefter mot venstre enn mot høyre på søylene. Fundamentet har ikke hatt nok styrke til å motstå disse kreftene, og har rotert slik at søyletoppen til slutt har blitt dratt til venstre.

D.6 Fundament ved akse 4 mot øst

Landkaret ved akse 4 over Europaveg 6 har to faste, men dreibare (momentfrie) lager. Begge disse lagrene har fungert etter forutsetningene og var i prinsippet intakte etter at kollapsen hadde skjedd, se bildene i Figur 98 og Figur 99. Disse lagrene tar både vertikale og horisontale krefter og forhindrer at fagverket kan bevege seg horisontalt ved akse 4. Når brudelen mellom akse 4 og 3 starter å falle ned og roterer om lagrene i akse 4, vil denne delen gi en horisontal trekk-kraft på de andre delene som fortsatt har koblinger mot den fallende delen.

Om tredekket har beveget seg relativt til tverrbæreren i akse 3 er uvisst, men dette anses å ha liten betydning for hendelsesforløpet.



Figur 98 Opplager ved akse 4, oppstrøms side.



Figur 99 Brudel ved akse 3 og 4, sett fra nedstrøms side.

D.7 Oppsummering og konklusjon

D.7.1 Oppsummering

Bruddforløpet er beregnet med numerisk ikke-lineære FEM analyser og gjengitt i del D.2 i dette notatet. Alle skader som kan ha hatt betydning for bruddforløpet og som er funnet ved hjelp av bilder og inspeksjoner, er gjennomgått og vurdert. I tillegg er det utført sammenligninger mellom hvor store krefter som må til for å påføre skadene, med størrelsen på kreftene i de aktuelle delene av konstruksjonen, bestemt med FEM analysene.

Beregningene med FEM er utført med et plant statisk rammeprogram som tar hensyn til store forskyvninger. Det er ikke utført noen form for dynamiske analyser, slik at informasjon om rekkefølge og tid er mangelfull. Imidlertid anses dette å ha liten betydning for bruddforløpet.

På bakgrunn av de numeriske simuleringene, har det i dette vedlegget vært antatt at det første bruddet skjedde til høyre for akse 2, enten i diagonal 6 eller 7.

D.7.2 Konklusjon

Det er ikke påvist skader som ikke er i samsvar med det beregnede bruddforløpet.

Det er ikke funnet skader som ikke kan ha blitt påført av kraftfordelingen bestemt fra FEM beregningene.

Det forslåtte bruddforløpet, underbygd av FEM beregninger, forklarer hvordan Tretten bru brøt sammen og skadene oppsto.

E Vedlegg Eksperimentelle undersøkelser av trematerialer fra Tretten bru

E.1 Hensikt og bakgrunn

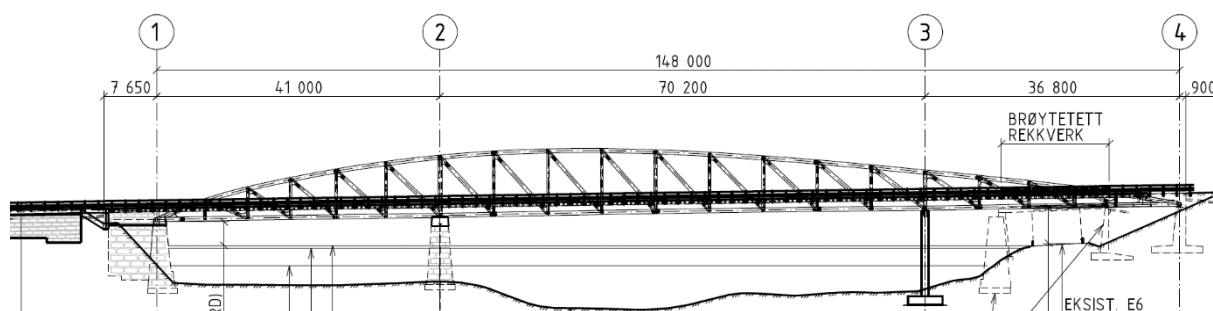
E.1.1 Hensikt

Hensikten med det eksperimentelle arbeidet beskrevet i dette vedlegget er å:

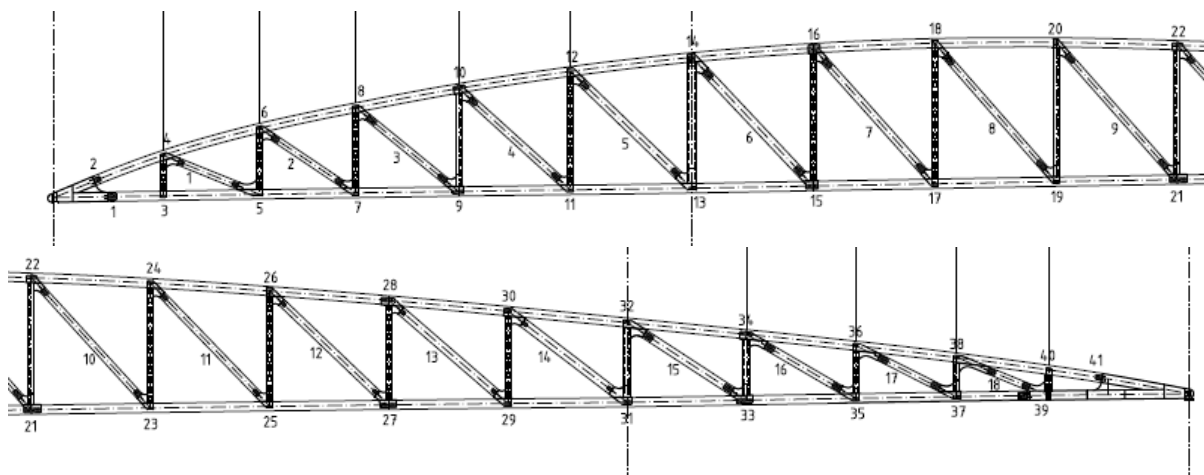
- Bestemme område for midlere strekkfasthet av trematerialet.
- Undersøke om det er samsvar mellom trematerialenes egenskaper og spesifikasjoner gitt i EN14080.
- Undersøke om blokkutrivning som bruddmode er den svakeste bruddformen for konstruksjons-utformingen som er benyttet på diagonalene på Tretten bru.

E.1.2 Bakgrunn

En oversiktstegning av Tretten bru, ferdigstilt i 2010, er vist i Figur 67. Tretten bru kollapset 15.08.2022. Etter kollapsen ble de observerbare delene av brua fotografert og målt opp med 3D laserscanning. Deretter startet opprydding og berging av så mange deler som praktisk mulig. Alle deler som ble tatt vare på for videre inspeksjon og vurdering, ble merket iht. oppstrøms side til A og nedstrøms side til B, mens knutepunktene og diagonalene er nummerert iht. prosjekteringsgrunnlaget for brua, gjengitt i Figur 69.



Figur 100 Lengdesnitt av Tretten bru sett fra nedstrøms side, med aksene 1 til 4 inntegnet.



Figur 101 Nummerering av knutepunkter og diagonaler. Akse 2 faller sammen med knutepunktene 13 - 14, mens akse 3 faller sammen med knutepunktene 32-32.

Ved inspeksjon av brudelene etter kollapsen, ble en stor del av bruddene i diagonalene karakterisert som blokkutrivning, både de som skjedde under selve brukollapsen og de som har blitt påført restkonstruksjonen under bergingsarbeidet.

En blokkutrivning karakteriseres med en strekkbelastning, eventuelt kombinert med et moment, som medfører at blokken som festemidlene sitter i (her dybelgruppen) rives ut som en hel blokk, og det blir strekk- og skjærfasthet av trematerialet som bestemmer kapasiteten uavhengig av styrken som festemidlene gir. Som tydelig vist på Figur 102 så har diagonalene 6 og 7 til høyre for akse 2 fått brudd ved blokkutrivning.



Figur 102 Bilde fra Statens havarikommisjon, informasjonsskriv 2: Blokkutrivning av diagonaler 6 og 7.

E.2 Prøvestykker

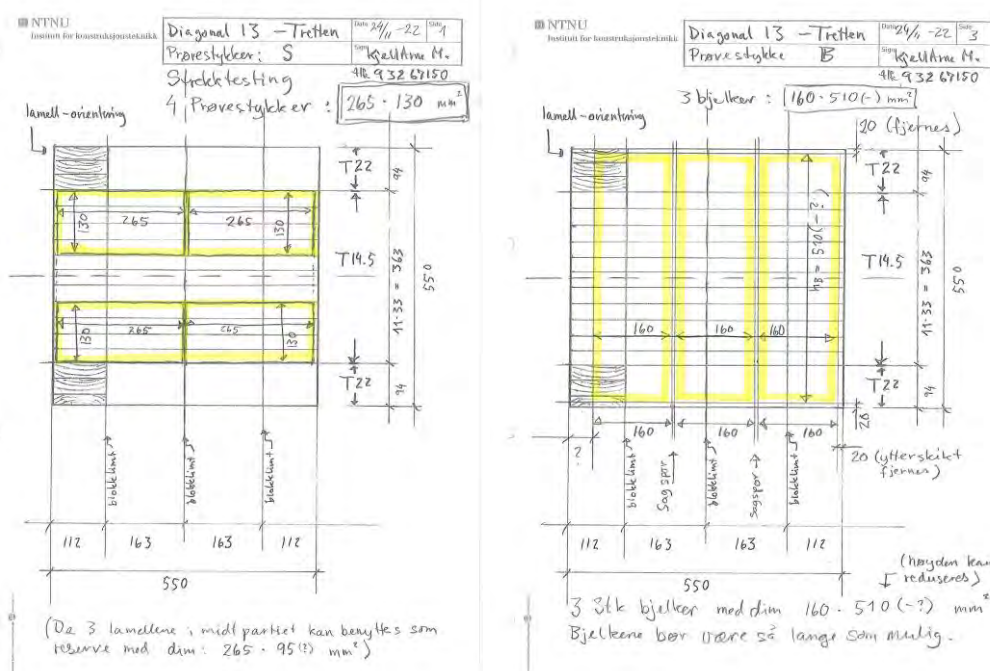
En tid etter brukollapsen ble en diagonal berget ved demningen ved Hunderfossen. Dette var diagonal 13B. Denne hadde noen skader, men ble allikevel ansett som en mulig kandidat for materialtesting.

Lengden av diagonal 13B var 8,2 m, men ble ved bergingen kappet i to omtrent ved midten, så det var to deler på 4,02 m og 4,15 m som var tilgjengelig som test materiale. Diagonal 13 B (D13B) etter berging og kapping er vist på Figur 103.



Figur 103 Diagonal 13B etter berging

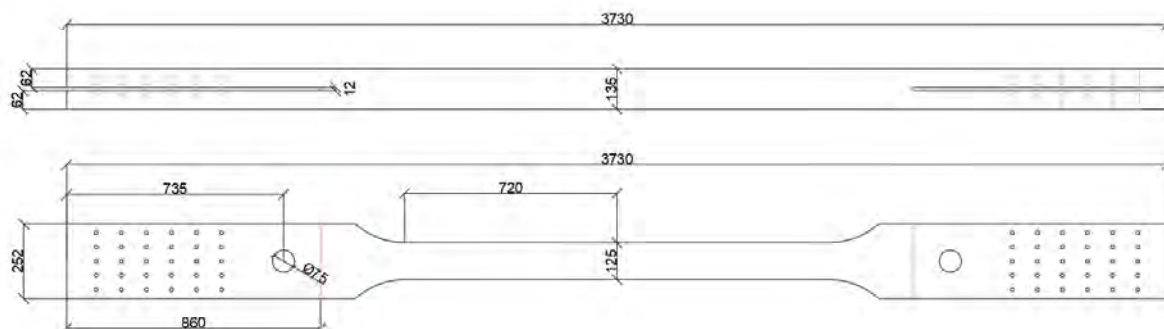
Som det kan ses på bildene hadde D13B skader etter et blokkutrivningsbrudd i endene i tillegg til store langsgående sprekker. Det ble på basis av bildene bestemt å prøve å lage 4 lange strekkprøvestykker og 3 emner for blokkutrivningsprøving, etter planen vist i Figur 104.



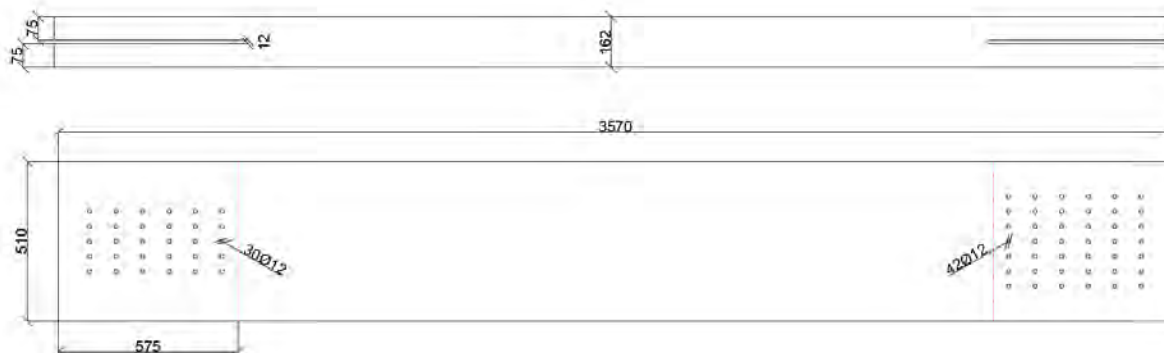
Figur 104 Plan for uttak av 4 strekk-prøvestykker (venstre) og 3 prøver for blokkutrivning (høyre)
Omriss av prøvestykkene er markert med gult..

Som det fremgår av Figur 104 så er alle prøver for materialkarakterisering, dvs. både strekkprøvestykkene (S) og prøvestykkene for blokkutrivning (B) av dybelgrupper, plassert i materiale med lameller av fasthetsklasse T14,5, slik dybelforbindelsene i diagonalene på Tretten bru var.

D13B ble fraktet til Moelven Limtre AS for uttak av prøvestykkene, maskinering til korrekt utforming og hulling for dybelforbindelser etter følgende tegninger, Figur 105 og Figur 106:



Figur 105 Utforming av prøvestykke for strekktester



Figur 106 Utforming av prøvestykke for blokkutrivning (venstre ende) og fastholding (høyre ende)

Etter maskinering og hulling, ble prøvestykkene sendt til NTNU Konstruksjonsteknikk for prøving. Ved mottak ble det klart at en av de 4 strekkprøvene (S4) trolig hadde betydelige skader (fra kollapsen) slik at den kunne gi for lav strekkstyrke. Dette prøvestykket er på bildet i Figur 107 vist øverst og fremst, og ble benyttet som første prøve i testriggen for å kontrollere at alt var korrekt satt opp. Resultatene fra S4 er utelatt fra gyldige resultater for ren strekktesting, men er medtatt for bøyetesting.



Figur 107 Prøvestykker mottatt ved NTNU fra Moelven Limtre AS.

Etter mottak av prøvene ved NTNU, har MSc studentene Camilla G. Jenssen og Emile D. Vetter hatt denne prøvingen som del av tema for sin masteroppgave ved NTNU og de har utført det meste av preparering av prøvestykkene, gjennomføringen av forsøkene og etterbehandlingen av målte data.

De vil levere sin sluttrapport 11.juni 2023 og rapporten vil inneholde alle detaljer om prøvingen og evaluering av resultater. Studentene har også utført forsterkninger av prøvestykkene (armering) i områder som ikke påvirker testresultatene. Forsterkningene er gjort med selvgjengende store skruer og er synlig på Figur 108.



Figur 108 Prøvestykker forsterket i kritiske områder

E.3 Forsøk med strekkprøver

E.3.1 Forsøksoppsett for en-aksiale strekkforsøk

Innfesting av strekkprøvene ble utført med 3 stålplater i hver ende og dybelforbindelser som vist på Figur 109.



Figur 109 Strekkprøve klargjort for prøving

Prøvestykkene festes til mothold og prøvemaskin med en sentrisk passbolt gjennom både stålplatene og prøvestykket, og denne sikrer at lasten påføres sentrisk og uten moment, se bilde i Figur 110. Forsøkene er gjennomført iht. standardene NS-EN 408 og NS-ISO 1991. Last er registrert med en lastcelle montert i enden av den hydrauliske jekken og forskyvingen av jekken er målt.



Figur 110 Prøving av strekkstyrke.

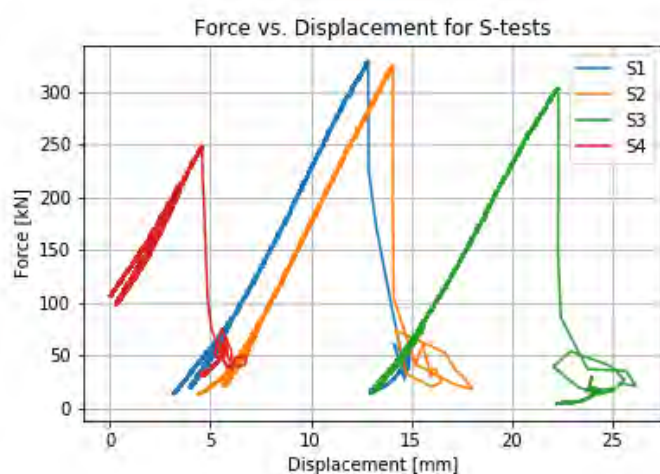
E.3.2 Forsøksresultat strekkprøving

Selv om prøvestykkene ble forsterket, så fikk de ikke et rent strekkbrudd, se Figur 111. Dette er et kjent problem med strekkprøving av trematerialer og skyldes at strekkfastheten er høy, mens skjærfastheten er lav. Konsekvensen av dette er at en oftest får utviklet brudd ved innfestningen av prøvestykket før en oppnår bruddspenning i rent strekk. Dette var også tilfelle med dette forsøksoppsettet. Problemet kunne trolig ha vært mindre om en hadde hatt mere materiale til rådighet i utformingen av prøvestykkene.



Figur 111 Strekkprøving, brudd ved innfestningen.

Målt last mot forskyvning av hydraulisk jekk er plottet i Figur 112.



Figur 112

Figur 112 Last mot forskyvning for alle strekktester

Prøvestykke S4 ble testet først, og hadde ikke nok vertikal understøttelse ved oppleggene og ga derfor ikke representativ kraftmåling (i tillegg til skader). S4 kan derfor ikke anses å gi representativ strekkraft for rent strekk, og er derfor ikke medregnet i serien for strekkprøving. Maksimal last i de tre gjenværende prøvestykkene er gitt i Tabell 11.

Tabell 11 Maksimal strekkraft i prøvestykkene

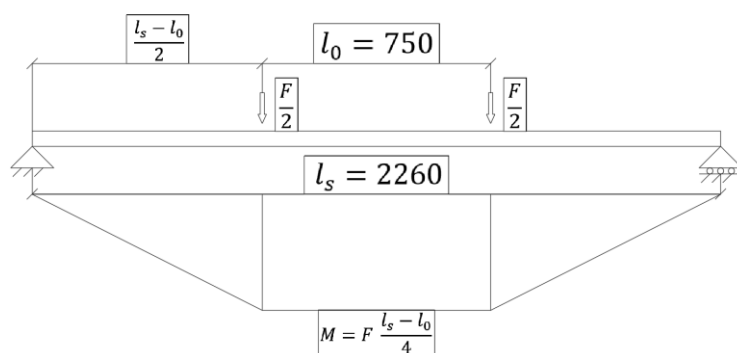
Prøvestykke	S1	S2	S3	Gjennomsnitt
Max last [kN]	328,3	324,0	303,3	318,5

Strekksforsøkene gir at strekkfastheten i T14,5 lamellene trolig ligger høyere enn 19,6 MPa i gjennomsnitt, beregnet ved å ta gjennomsnittlig maksimal kraft delt på tverrsnittsarealet til strekkprøvene.

E.3.3 Bøyeforsøk

Prøvestykkene for strekkprøving hadde ingen tegn til skader i midtpartiet. Siden det ikke var mulig å få strekkbrudd i prøvestykkene ved en-aksial strekktesting, ble det besluttet å prøve å fastlegge strekkfastheten med en kombinasjon av bøyepøving og trykkprøving.

Det ble gjennomført 4 punkts bøyepøving av alle de fire prøvestykkene S1, S2, S3 og S4. Forsøksoppsettet var iht. NS-EN 408 mht. geometriske mål og er vist i Figur 113. Dette oppsettet gir et rent bøyemoment mellom de to belastningspunktene. Forsøkene ble gjennomført etter prosedyrene i NS-EN 408 og belastet helt til momentbrudd oppsto. Bilde av oppsettet er vist på Figur 114.

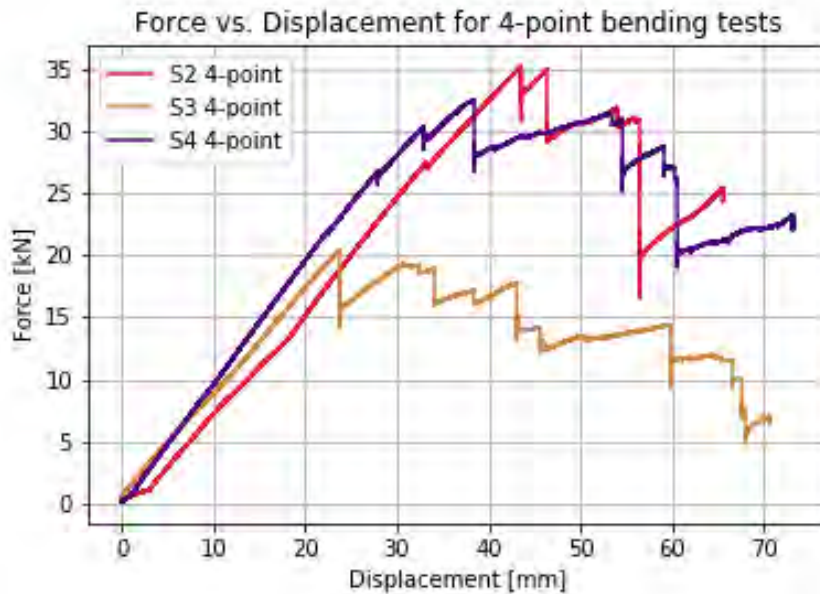


Figur 113 Geometri for bøyeforsøk



Figur 114 Fire-punkts oppsett for bøyeforsøk for måling av påsatt kraft og forskyvning.

Kraft ble påført med en hydraulisk jekk utstyrt med styring og lastcelle for måling av kraft. Kraften ble påsatt en stålbeile som fordelte kraften likt på de to belastningspunktene. Målt kraft mot jekkforskyvning er vist på Figur 115. Resultatene fra S1 forsøket ble mistet pga. en datafeil.



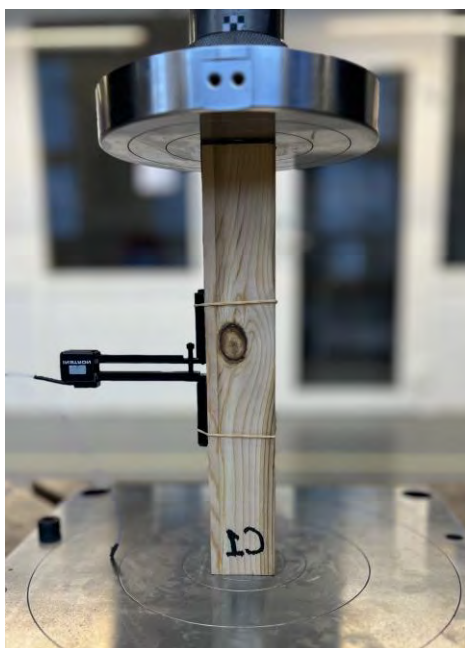
Figur 115 Resultater fra fire-punkts bøyingsforsøk.

Prøvestykke	Max kraft kN	Max Moment kNm	Bøyefasthet f_m MPa
S2	35,22	13,30	38,5
S3	20,35	7,68	22,7
S4	38,40	12,28	36,0
Gjennomsnitt	29,37	11,09	32,4

Bøyefastheten f_m er bestemt ved å dele målt moment med det elastiske motstandsmomentet, og gir verdien $f_m = 32,4$ MPa i gjennomsnitt for de tre prøvene.

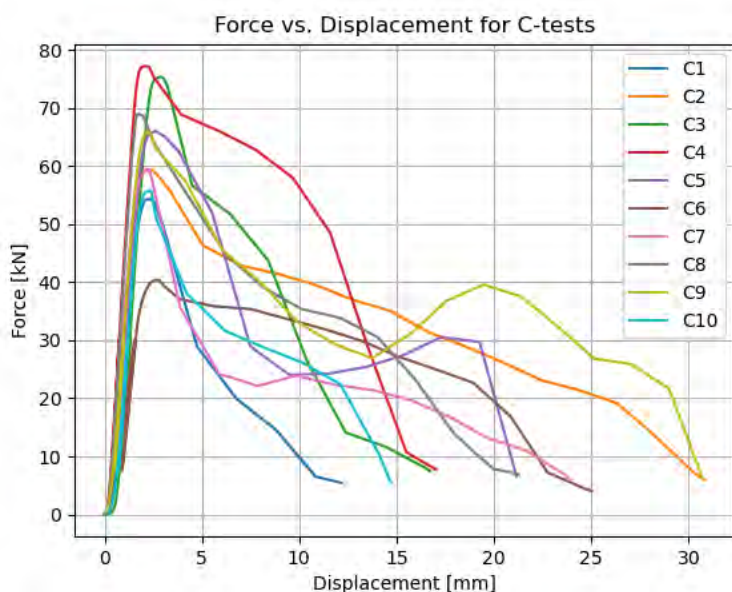
E.3.4 En-aksiale trykktester

Hvor nært en bøyefasthet ligger den en-aksiale strekkfastheten f_{t0} for et tremateriale avgjøres av i hvilken grad trykksiden i bøyning overskrider ren elastisk oppførsel eller ikke. For å evaluere dette ble det tatt ut 10 små trykkprøvestykker fra prøvestykkene S1, S2, S3 og S4, fra uskadede deler av disse. Dimensjonene på trykkprøvene var 50*50*300 mm. Prøvestykkene er i henhold til NS-EN408 og prøvd etter NS-ISO 6891.



Figur 116 Trykktesting av treprøve. Deformasjon måles med extensiometer.

Resultatene er vist i Figur 117, og som det kan observeres fra plottene, så har kurvene en liten ikke-lineær del før de når maksimal last. Det betyr at grensen for ren elastisk materialoppførsel og maksimal last ikke faller sammen.



Figur 117 Resultater fra trykktesting.

Fra de målte sammenhengene mellom spenning og tøyning er både proporsjonalitetsgrensen (grensen for elastisk oppførsel) og maksimal spenning bestemt. Gjennomsnittsverdien fra de ti prøvene for maksimal trykkspenning var $f_{c,0} = 38,9$ MPa, mens elastisk grensepenning ble $f_{c,el,0} = 35,6$ MPa.

Ren elastisk trykkspenning $f_{c,el,0} = 35,6$ ligger dermed over målt bøyefasthet $f_m = 32,4$ og disse prøvestykkene utsatt for bøyning har dermed hatt en ren elastisk oppførsel. Bøyefastheten ligger trolig noe over, men nært den en-aksiale strekkfastheten. Det kan derfor antas at den en-aksiale strekkfastheten kan være opptil ca. 32 Mpa.

E.4 Blokkutrivning

E.4.1 Prøveoppsett

De tre prøvestykkene (B1, B2 og B3) for forsøk med dybelgrupper i enden av en «bjelke», var forventet å gi blokkutrivning i enden. Alle tre prøvestykkene hadde en stor langsgående sprekk, se Figur 118, men denne sprekken gikk ikke helt frem til høyre ende. Dybelgruppen er derfor plassert i høyre ende, mens venstre ende ble forsterket og tjener kun til mothold i forsøkene, bilde på Figur 118.



Figur 118 Prøvestykke for blokkutrivning (B) montert i prøveriggen for aksuell strekkbelastning.

Slisser, lamellbredder mellom stålplatene, dybler og dybelplassering var likt med det som var benyttet i festet av diagonal 7 på Tretten bru med:

$$a_1 = 85$$

$$a_2 = 48$$

$$a_{3t} = 100$$

$$n_0 = 6$$

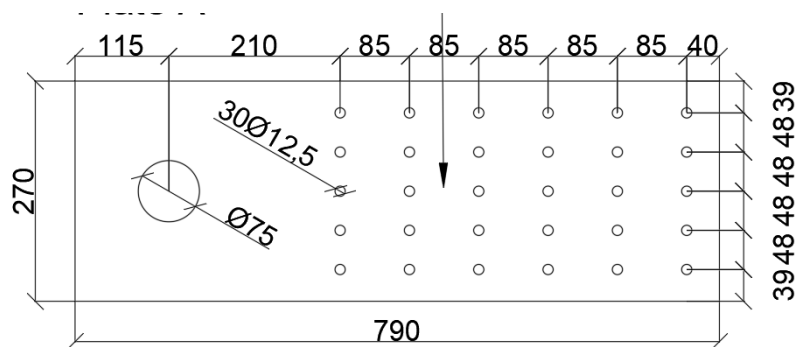
$$n_{90} = 5$$

$$d = 12$$

$$t_{\text{lamell}} = 75$$

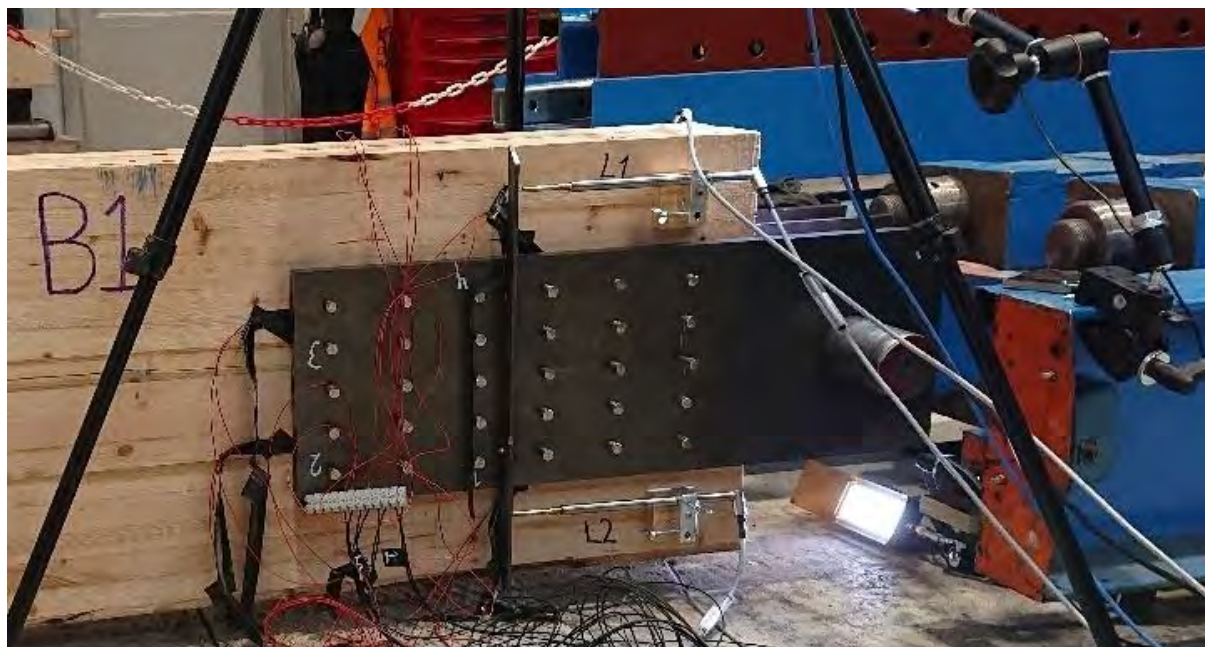
$$t_{\text{stål}} = 10$$

Alle mål er gitt i mm. Stålplatene på Tretten bru hadde tykkelse på 8 mm, men dette har ingen betydning for blokkutrivning. Det ble benyttet 5 stålplater, en i midtslissen og to på hver side av trematerialet for å spenne inn dyblene momentstivt, se Figur 122. På denne måten blir blokkutrivningskapasiteten representativ for indre lameller i dybelforbindelsene.



Figur 119 Stålplate med dybelplassering.

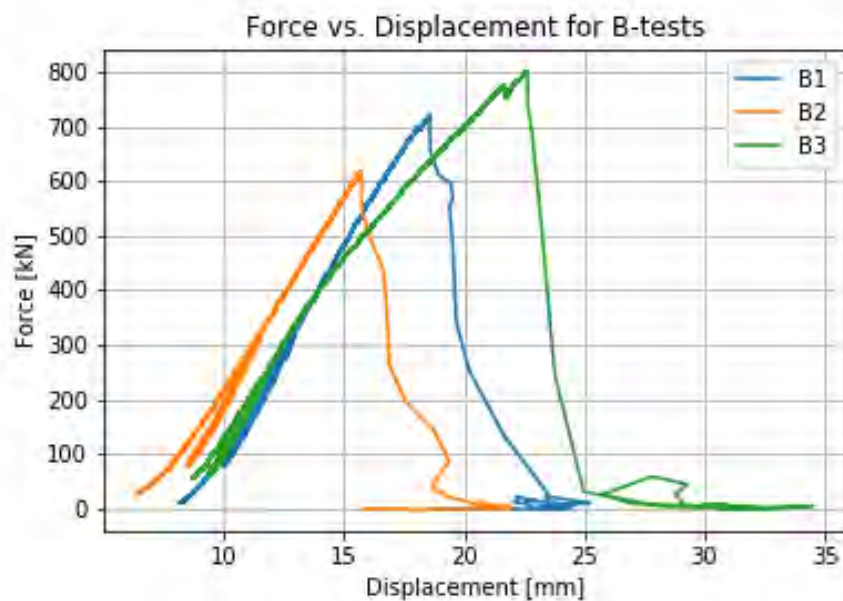
Prøvestykkene ble instrumentert med ekstra forskyvningsgivere og strekkklapper for å følge bruddutviklingen, se Figur 120.



Figur 120 Instrumentering av blokk-utrivningsforsøk i prøveenden.

E.4.2 Prøveresultat

Resultatene fra de tre forsøkene er plottet som last mot forskyvning av jekk, se Figur 121 .



Figur 121 Resultater fra forsøk med blokkutrivning.

Prøvestykke	B1	B2	B3	Gjennomsnitt
Maks last [kN]	720,6	617,3	802,0	713,3

E.4.3 Bruddmoder og beregningsmodell

Alle tre prøvestykkene i B-serien fikk blokkutrivning i sonen rundt dybelgruppen, se Figur 122. Ingen av dyblene hadde permanente deformasjoner etter prøvingen, noe som bekrefter at blokkutrivning gir mye mindre strekkapasitet av forbindelsen enn kapasiteten til dyblene.

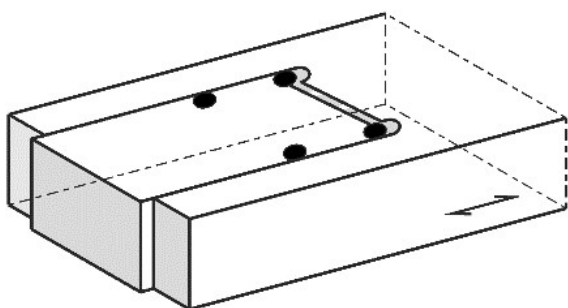


Figur 122 Blokkutrivning av dybelgruppe etter testing.

Alle tre prøvestykkene er vist fra siden i Figur 123. Det er tydelig at bruddenes begrensning i vertikal retning i den siste raden med dybler (til venstre på bildene) er i god overenstemmelse med regnemodellen som er benyttet i siste versjon av prEN1995-1-1 v2023-04-19.



Figur 123 Bruddsoner i prøvestykkene



Figur 124 Prinsipp for regnemodell i EN1995-1-1.

I regnemodellen benyttes projeksjonen av arealet som får brudd i strekk, men i virkeligheten vil bruddet følge minste mostands vei som er bestemt av varierende mostand og iboende sprekker og feil i materialet. Det er tydelig sammenfall mellom projeksjonen av strekkarealet og arealet begrenset av bruddsprekkene som ble utviklet i forsøkene. Det ses derfor ingen grunn til å betvile arealbegrensningen i vertikal retning som benyttes i modellen.

Effektivt strekkareal av prøvestykkene beregnes som (se Figur 119 og Figur 124)

$$A_{net,t} = b_{net} \cdot t_{ef} = (a_2 - d_{hole})(n_{90} - 1)t_{ef} = (48 - 12,5)(5 - 1)(2 \cdot 75) = 21300 \text{ mm}^2$$

Hvis de maksimale kreftene fra forsøkene deles på dette nettoarealet får vi en effektiv strekkspenning som vist i Tabell 12

Tabell 12 Effektive strekkspenninger fra blokkutrivning.

Prøvestykke	B1	B2	B3	Gjennomsnitt
Maks last [kN]	720,6	617,3	802,0	713,3
Effektiv strekkspenning [MPa]	33,8	29,0	37,7	33,5

Midlere effektiv strekkfasthet fra forsøkene med blokkutrivning var ca. 33 MPa.

E.5 Oppsummering og konklusjon

E.5.1 Oppsummering

Det har blitt utført strekkprøving, bøyepøving, trykkprøving og forsøk med blokkutrivning på material GL32c i sonen med T14,5 lameller. Materialet som er prøvd kommer fra diagonal 13B på Tretten bru. Prøvene er å betrakte som stikkprøver, det er et altfor lite antall til å betraktes som en fullverdig materialkarakterisering.

Det er godt samsvar mellom strekkfastheten bestemt med kombinasjonen av trykk- og bøyningforsøk, og forsøkene med blokkutrivning.

Prøveresultatene for diagonal 13B antyder at for denne diagonalen ligger strekkfastheten noe over 30 MPa.

Fra sorteringsprosedyrer av T14,5 er det kjent at karakteristisk verdi for strekkfasthet er 14,5 MPA og midlere strekkfasthet ligger på 29 MPa.

E.5.2 Konklusjon

Det er ikke påvist forhold som indikerer at materialet i T14,5 lamellene fra diagonal 13B med limtre av kvalitet GL32C, ikke er i samsvar med krav til T14,5 lameller i EN14080. Effektiv strekkstyrke for blokkutrivning basert på stikkprøvene fra diagonal 13B ligger trolig litt over 30 MPa.

Det anbefales at verdien 29 MPa benyttes som middelerdi for strekkfasthet, siden denne verdien er basert på anerkjente sorteringsprosedyrer og et mye større prøveantall, og har derfor bedre statistisk grunnlag.

Blokkutrivning er den bruddformen som gir minst strekkapasitet av forbindelsen, betraktelig mindre enn kapasiteten til dybelgruppen.

F Vedlegg: Mulige årsaker til brudd i diagonaler

F.1 Hensikt og bakgrunn

F.1.1 Hensikt

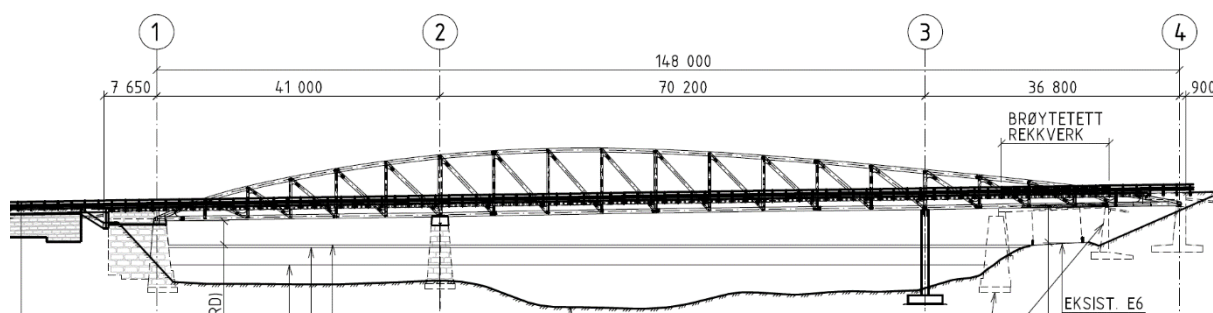
Kollapsen av Tretten bru skjedde samtidig med at en lastebil med henger passerte over brua fra vest mot øst. Vogntoget hadde en totalvekt på anslagsvis 50 tonn. Det er klart at denne lasten alene ikke har forårsaket bruddet. Lasten overbelaster ikke brua så lengde styrken er intakt. Det må bety at styrken ikke lenger var intakt når denne lastebilen skulle krysse brua om morgenen den 15. august 2022 kl. 07:33. Det er også klart at det tidligere har kjørt tyngre kjøretøyer over brua med mere enn 490 kN totalvekt (opp mot 970kN spesialtransport i april 2015) uten at det har vært rapportert om skader. Brua hadde redusert styrke om morgenen den 15. august 2022 kl 07:33. Dette kan enten skyldes skadeutvikling akkumulert over tid, eller en påført overbelastning rett før brukollapsen.

Hensikten her er å sette sammen all tilgjengelig informasjon for å vurdere mulige bruddårsaker. Sentral informasjon er:

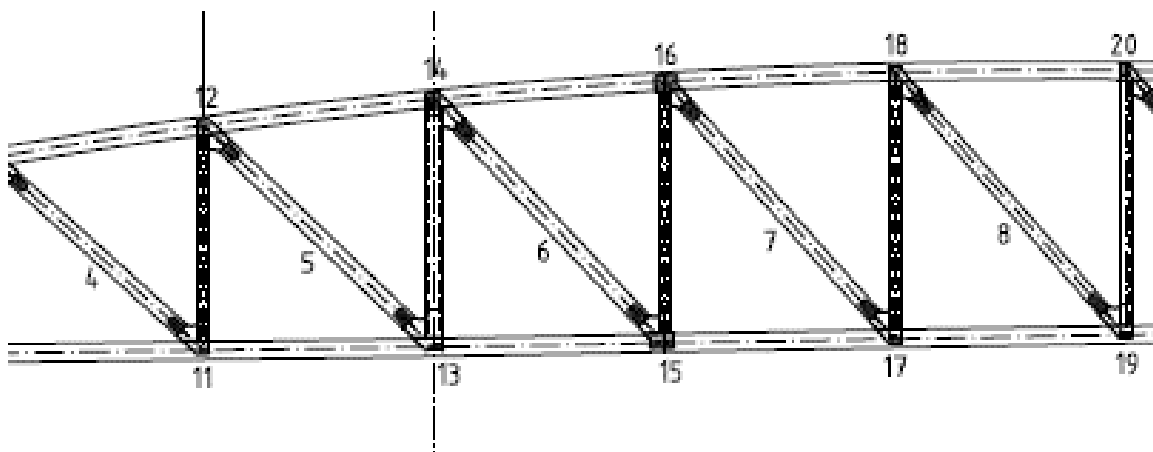
- Inspeksjon og bildemateriale fra diagonalene 6 og 7 samt deres innfesting i knutepunktene.
- Statisk bruddstyrke og mulig overbelastning.
- Lastbilde for mulig utmatting og utmattingsmotstand av brudene.

F.1.2 Bakgrunn

En oversiktstegning av Tretten bru, ferdigstilt i 2010, er vist i Figur 67. Etter kollapsen ble de observerbare delene av brua fotografert og målt opp med 3D laser-scanning. Deretter startet opprydding og berging av så mange deler som praktisk mulig. Alle deler som ble tatt vare på for videre inspeksjon og vurdering, ble merket iht. oppstrøms side til A og nedstrøms side til B, mens knutepunktene og diagonalene er nummerert iht. prosjekteringsgrunnlaget for av brua. Figur 69 gir nummereringen av den den av brua hvor kollapsen sannsynligvis startet, nemlig rundt akse 2 mot midtspennet.



Figur 125 Lengdesnitt av Tretten bru sett fra nedstrøms side, med aksene 1 til 4 inntegnet.



Figur 126 Nummerering av knutepunkter og diagonaler. Akse 2 faller sammen med knutepunktene 13 - 14.

Knutepunktene benevnes med for eksempel OG14A, hvor OG betyr OverGurt, 14 er knutepunktnummeret iht. Figur 69, og A eller B betyr hhv. oppstrøms eller nedstrøms side. Diagonalene har nummer iht. Figur 69 i tillegg til en A eller B for oppstrøms eller nedstrøms side.

Ved inspeksjon av bru-delene etter kollapsen, ble en stor del av bruddene i diagonalene karakterisert som blokk-utrivning, både de som skjedde under selve brukollapsen og de som har blitt påført rest-konstruksjonen under bergingsarbeidet.

En blokkutrivning karakteriseres med en strekkbelastning, eventuelt kombinert med et moment, som medfører at blokken som festemidlene sitter i (her dybelgruppen) rives ut som en hel blokk, og det blir strekk- og skjærfasthet av trematerialet som bestemmer kapasiteten uavhengig av styrken som festemidlene gir. Som tydelig vist på Figur 102 så har diagonalene 6 og 7 til høyre for akse 2 fått brudd ved blokkutrivning.



Figur 127 Bilde fra Statens havarikommisjon, informasjonsskriv 2. Brudd til høyre for akse 2

Basert på numeriske simuleringer og gjennomgang av skader på fundamenter og ståldeler begynte trolig bruddutviklingen i en av de fire diagonalene 6A, 6B, 7A eller 7B. Fokus her vil derfor være på innfestingen av disse diagonalene.

F.2 Bilder fra bruddsonen ved akse 2 med fokus på diagonalene 6 og 7

Ca. 8 timer etter brukollapsen gjennomførte Statens Havarikommisjon fotografering av brua med drone. Bilder er vist i Figur 128.



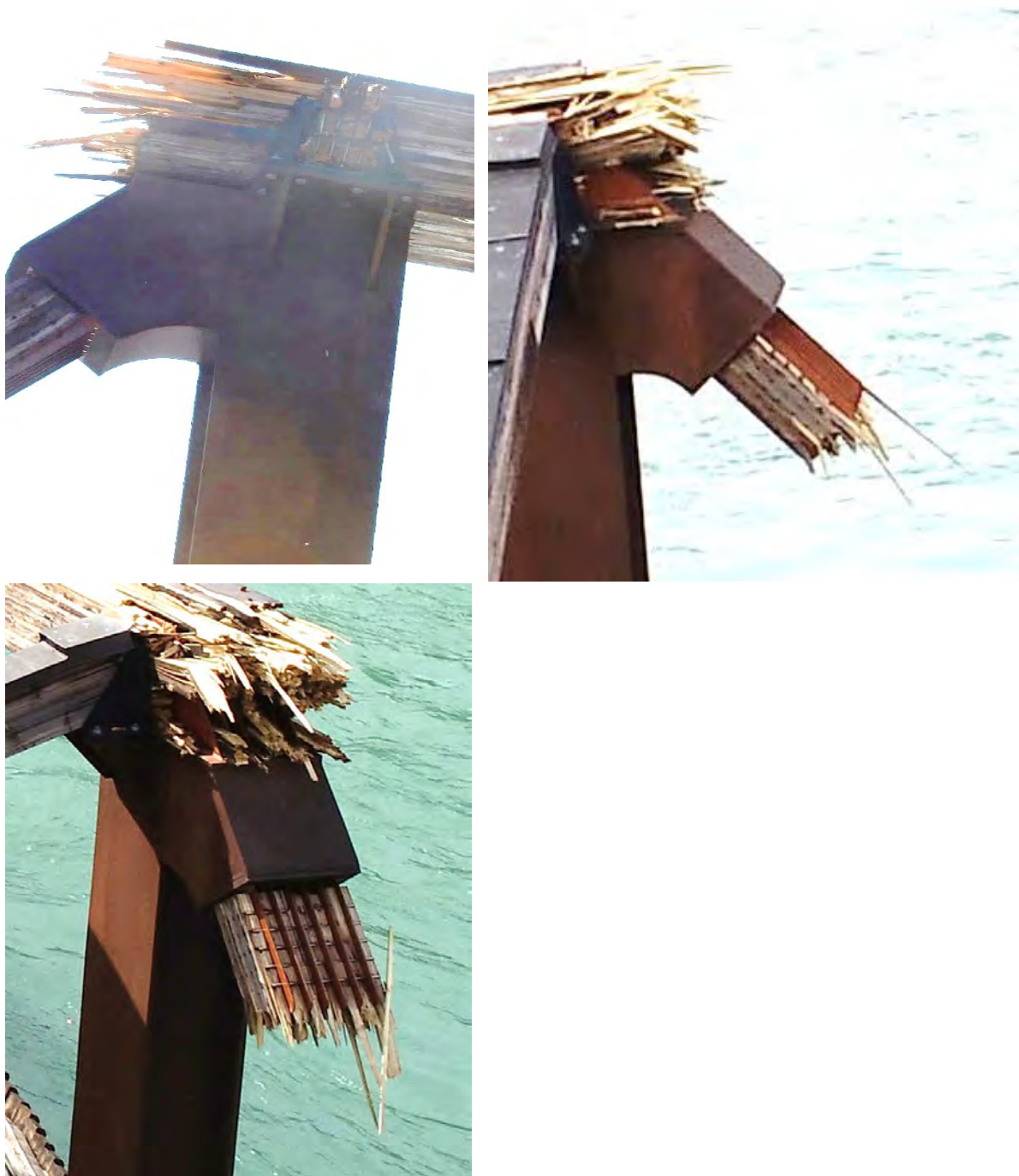


Figur 128 Bilder tatt med drone ca. 8 timer etter brukollapsen (kilde: Statens havarikommisjon).

Bildene fra dronefotograferingen viser skadene fra selve kollapsen, uten tilleggsskader fra bergingsarbeidet. Selv om det ble utvist stor forsiktighet under bergingsarbeidet, er det fortsatt mulig at tilleggsskader kan ha blitt påført brudeler under ganske utfordrende bergingsforhold. Bilder tatt etter at delene har blitt berget kan derfor ha tilleggsskader. I det følgende presenteres en sammensetning av bilder sortert etter hvilken av de fire diagonalene som bildene er knyttet til. Noen små kommentarer er tilføyd der hvor det er mulig å gi en vurdering av type bruddbelastning.

F.2.1 Diagonal 6A oppstrøms side

F.2.1.1 Knutepunkt i overgurt 14A



Figur 129 Knutepunkt OG14A, innfesting av diagonal 6A oppstrøms side (tatt med drone på brustedet)



Figur 130 Knutepunkt OG14A, innfesting av diagonal 6A etter berging



Figur 131 Diagonal 6A, innfesting trolig mot OG14A

Diagonal 6A, ende mot OG14A, har et klart avgrenset brudd hvor nærmest hele blokken sitter igjen i innfestingen mot OG14A. Dette er et brudd med blokkutrivning med tydelige spor av at det har virket et betydelig moment på dybelgruppen. Momentet medfører en bruddsone begrenset av de ytterste dybelrekkene og et kort brudd i fronten av dybelgruppen. Når momentet er stort, så vil det komme langsgående parallelle sprekker enten på den ene, eller begge sider av dybelgruppen, slik det kan observeres på bildet på Figur 131. Diagonalene vil ikke utsettes for store momenter så lenge brua er intakt og uten skader, og derfor er trolig Diagonal 6A, ende mot OG14A, ikke det første bruddstedet.

F.2.1.2 Knutepunkt i undergurt 15A

Bare bilder etter berging er tilgjengelige for UG15A som fester diagonal 6A.



Figur 132 Knutepunkt UG15A ved innfestingen av diagonal 6A



Figur 133 Innfestingen av diagonal 6A trolig mot knutepunkt UG15A

Innfestingen av diagonal 6A mot UG15A har et ganske uryddig brudd, hvor enkelte av tredelene har fulgt innfestingen mot UG15A, og en del materiale har blitt dratt ut av dybelgruppen og fulgt diagonalen. Dette bruddet tyder på at et moment ikke har vært dominerende her, og at bruddet har oppstått med overveiende aksiell strekkbelastning (men stor usikkerhet rundt dette).

F.2.2 Diagonal 6B nedstrøms side

F.2.2.1 Knutepunkt i overgurt 14B

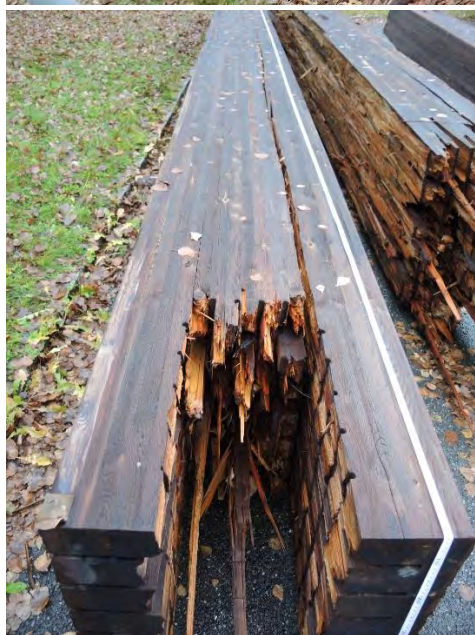


Figur 134 Knutepunkt OG14B, fra drone 8 timer etter kollaps





Figur 135 Knutepunkt OG14B, feste av diagonal 6B, etter berging





Figur 136 Innfesting av diagonal 6B, trolig mot knutepunkt OG14B

Bruddet i diagonal 6B mot ende OG14B viser et kort avgrenset budd hvor diagonalen er knekt av ved fremste dybelrekke og en lang langsgående sprekk. Dette typisk når momentet dominerer bruddutviklingen og det kan derfor antas at dette ikke er det første bruddstedet.

F.2.2.2 Knutepunkt UG15B i undergurt

Bilder fra knutepunkt UG15B som fester diagonal 6B





Figur 137 Knutepunkt UG15B, feste av diagonal 6B



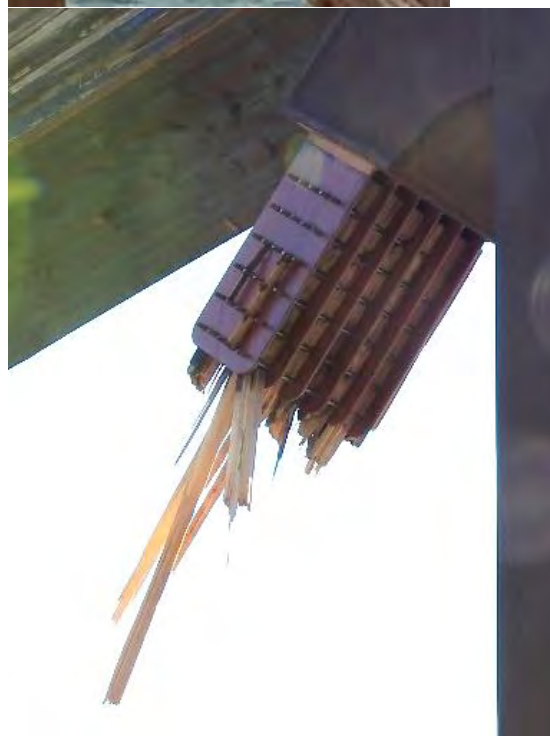


Figur 138 Innfesting av diagonal 6B, trolig mot knutepunkt UG15B

Innfestingen av diagonal 6B mot knutepunkt UG15B viser ingen tegn til et dominerende moment og dette kan derfor være et mulig sted for det første bruddet. Bruddmoden karakteriseres som et overveiende skjær-rad brudd (row shear fracture) med noe strekbrudd, og det er skjærfastheten til materialet som styrer denne bruddformen.

F.2.3 Diagonal 7A oppstrøms side

F.2.3.1 Knutepunkt OG16A



Figur 139 Knutepunkt OG16A, feste for diagonal 7A



Figur 140 Knutepunkt OG16A, feste for diagonal 7A

Innfestingen av diagonal 7 har meget tynne ytterlameller og disse følger lett med diagonalene i stedet for å bli igjen i dybelgruppen ved brudd. Det er ikke observert store langsgående sprekker i innfestingen av diagonal 7A mot knutepunkt OG16A. Bruddsonene er forholdsvis korte. Ingen store langsgående sprekker er observert. Sannsynligvis har ikke bruddet vært dominert av moment siden en god del av materialet har blitt dratt ut av dybelgruppen (også mellom dyblene inne i dybelgruppen) og fulgt diagonalen. Kan være et mulig sted for første brudd.

F.2.3.2 Knutepunkt UG17A oppstrøms side



Figur 141 Knutepunkt UG17A, feste for Diagonal 7A

Dette bruddet har alle karakteristika til et momentdominert brudd, og er sannsynligvis ikke det første bruddstedet.

F.2.4 Diagonal 7B nedstrøms side

F.2.4.1 Knutepunkt OG16B nedstrøms



Figur 142 Knutepunkt OG16B og diagonal 7B, dronebilder fra brustedet



Figur 143 Knutepunkt OG16B, innfesting av diagonal 7B, etter berging.

Innfestingen av diagonal 7B mot OG16B har for korte dybler og ytterlamellene blir derfor ikke fullt aktivert ved brudd. Ytterlamellene er også tynne og bidrar lite til bruddstyrken. Dette bruddet ser ikke ut til å være moment-dominert, siden hele diagonalen er trukket ut av dybelgruppen uten at det er særlige spor etter momentvirkning. Det kan heller ikke ses sprekker i diagonalen mot OG16B, selv om diagonale har svært store langsgående sprekker i den andre enden mot UG17B. Dette kan være et mulig første sted for brudd.

F.2.4.2 Knutepunkt UG17B i undergurt



Figur 144 Innfesting av diagonal 7B ved knutepunkt UG17B

Dette bruddet er et typisk moment-dominert brudd, og siden det også ses en stor sprekk i diagonalen fra denne enden (UG17B), er nok dette bruddet en konsekvens av bruddutviklingen andre steder, og det første bruddet har ikke startet her.

F.2.5 Oppsummering av visuelle skader og mulige første brudd steder

Resultatene fra den visuelle gjennomgangen er oppsummert i Tabell 13.

Tabell 13 Oppsummering av bruddtyper fra visuelle observasjoner

Diagonal	Knutepunkt	Bruddtype	Mulig 1. brudd?
6A	OG14A	Moment-dominert blokkutrivning	Nei
6A	UG15A	Strekk-dominert blokkutrivning	Ja
6B	OG14B	Moment-dominert blokkutrivning	Nei
6B	UG15B	Rad-skjær utrivning og noe strekk	Ja
7A	OG16A	Strekk-dominert blokkutrivning	Ja
7A	UG17A	Moment-dominert blokkutrivning	Nei
7B	OG16B	Strekk-dominert blokkutrivning	Ja
7B	UG17B	Moment-dominert blokkutrivning	Nei

Det fremstår her et tydelig mønster, siden alle mulige steder for et første brudd er knyttet til de to stål-vertikale mellom knutepunkt UG15 og OG16. Dette gjelder faktisk begge fagverkene, både oppstrøms (A) og nedstrøms (B) side viser det samme.

Første brudd har mest trolig skjedd i tilknytning til en vertikal mellom knutepunktene 15 og 16 (T15-16). På denne vertikalen har både overgurten og undergurten en skjørt, samt at både diagonal 6 (UG15) og diagonal 7 (OG16) er festet til denne vertikalen. Diagonal 7B har hatt for korte dybler ved OG16B.

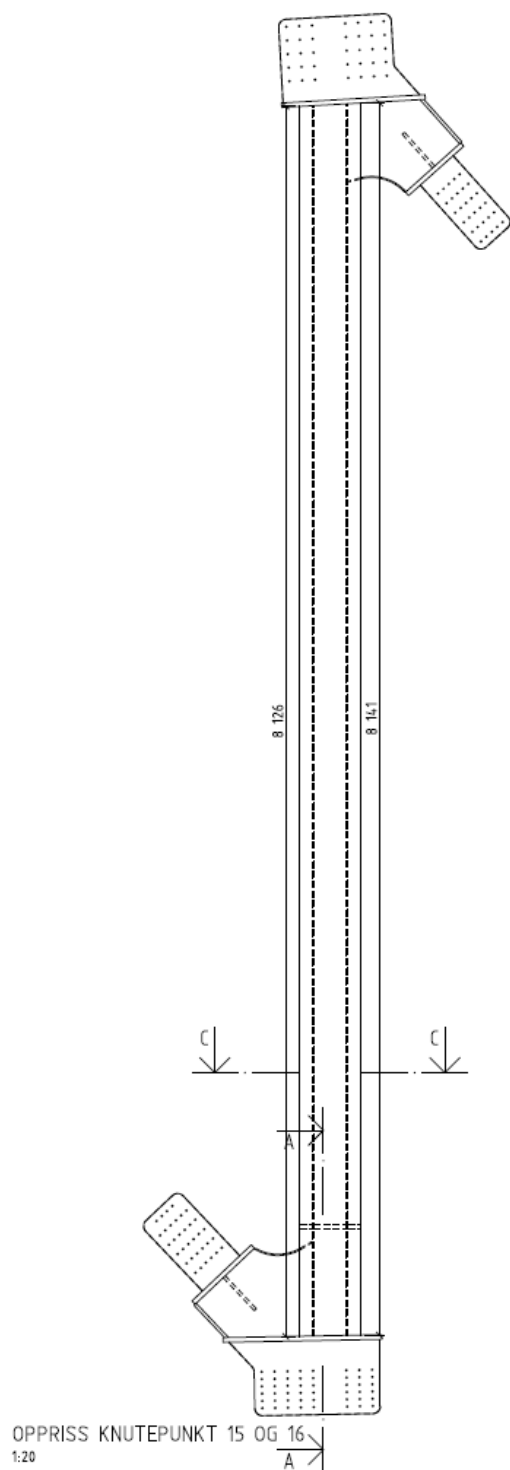
F.3 Vertikal T15-16 (UG15 – OG16)

F.3.1 Skjøting av gurter

På Figur 145 er tegningen av vertikal T15-16 vist sammen med noen bilder av bruddene av overgurten nedstrøms side (OG16B) og undergurten, UG15B. Figur 146 viser liknende bilder fra oppstrøms side.

I dokumentet *P0560 Tretten bru: Kontrollplan for montasje (Moelven Limtre AS)* er ikke skjøten av overgurten ved OG16 avmerket for utstøping med akryl støpemasse. Det er heller ikke spor av utstøping i noen av knutepunktene OG16A eller OG16B. Det anses derfor som sikkert at disse skjøtene ikke har vært utstøpt. Ingen av skjøtene i undergurt var utstøpt.

Som en konsekvens av skjøtingen av overgurt og undergurt ved T15-16 blir alle stivheter, både aksialstivheter og rotasjonsstivheter betydelig redusert ved T15-16. Antagelig vil dette ha liten effekt på den globale kraftfordelingen i brukonstruksjonen, men kan ha betydning for den lokale spenningsfordelingen mellom momenter og aksialkrefter i de tilknyttede diagonalene til T15-16. Stålkonstruksjonen T15-16 (se Figur 145) vil bli meget stiv i forhold til innfestingene mot overgurt, undergurt og diagonalene 6 og 7. Effekten av de reduserte stivhetene blir vanligvis ikke representert i en tradisjonell konstruksjonsanalyse, selv om en modellerer knutepunktene med ledd. Effekten av dette er her ikke undersøkt videre i detalj.



OG16B



OG16B



UG15B



UG15B

Figur 145 Tegning av vertikal mellom knutepunktene 15-16 (T15-16) til venstre. Til høyre skjøt av OG16B og UG15B etter brukollaps, nedstrøms (B) side.



OG16A



OG16A



UG15A



UG15A



UG15A

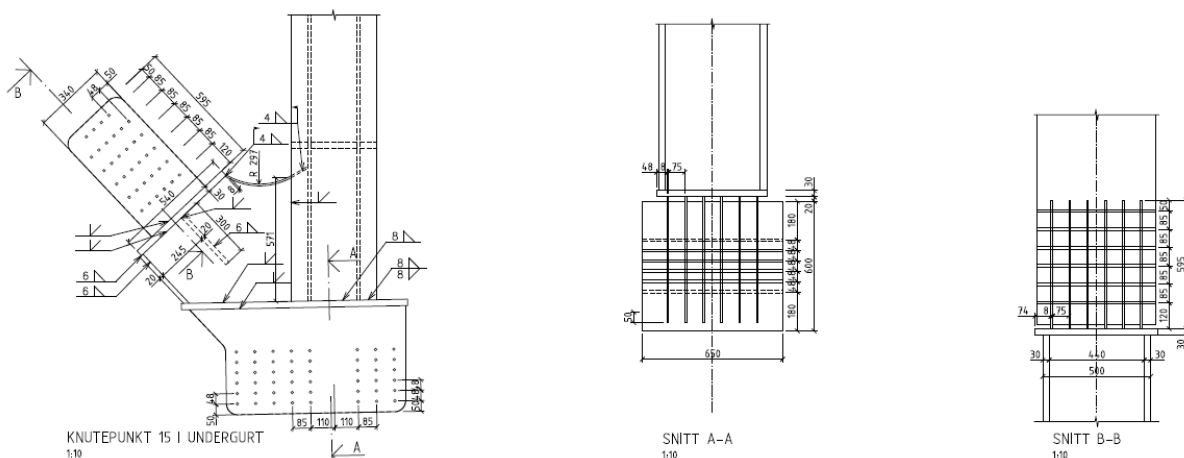


UG15A

Figur 146 Skjøl av OG16A og UG15A oppstrøms (A) side ved T15-16

F.3.2 Innfesting av diagonal 6 ved knutepunkt UG15

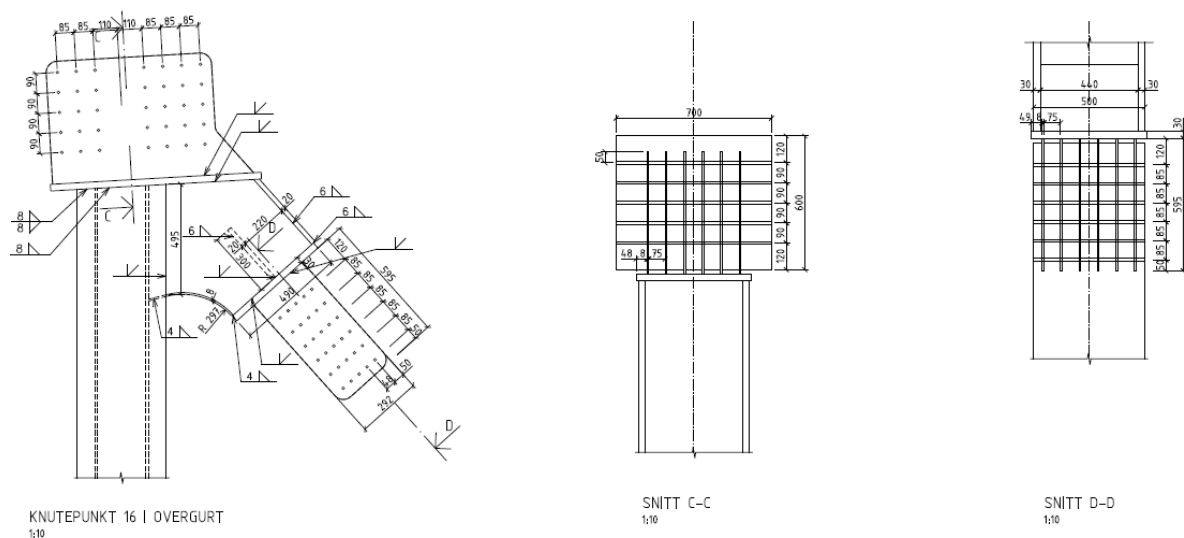
Tverrsnittet av diagonal 6 er 550 * 550 mm², limtrekvalitet er GL32C. Dyblene har diameter lik 12 mm og antallet er $6 \cdot 6 - 2 = 34$. Antall slisseplater er 6. Dybelplasseringen fremgår av Figur 147 og alle dyblene er plassert i sonen med lameller av kvalitet T14.5.



Figur 147 Innfesting av diagonal 6 mot vertikal T15-16 og skjøt av undergurt.

F.3.3 Innfesting av diagonal 7 ved OG16

Tverrsnittet av diagonal 7 er 500 * 500 mm², limtrekvalitet er GL32C. Dyblene har diameter på 12 mm og antallet er $6 \cdot 5$. Antall slisseplater er 6. Dybelplasseringen fremgår av Figur 148 og alle dyblene er plassert i sonen med lameller av kvalitet T14.5.



Figur 148 Innfesting av diagonal 7 mot vertikal T15-16 og skjøt av overgurt.

F.4 Beregning av midlere kapasiteter

F.4.1 Beregning av statisk styrke av knutepunkter med dybler.

Beregning av dybelgruppens kapasiteter er utført etter Johansens formler slik de er skrevet i prEN 1995-1-1 (2023). Alle karakteristiske verdier er erstattet med middelveier og alle sikkerhetsfaktorer er tatt ut av formlene. Dette gjelder både for stål og tre materialer. Formlene for dybelkapasitet blir etter dette:

$$F_{D,k} = \min \begin{cases} f_{h,1,k} t_{h1} d & (a) \\ 1,0 \frac{f_{h,1,k} t_{h1} d}{2 + \beta} \left[\sqrt{2 \beta (1 + \beta) + \frac{4 \beta (2 + \beta) M_{y,k}}{f_{h,1,k} d t_{h1}^2}} - \beta \right] & (d) \\ 1,0 \sqrt{\frac{2 \beta}{1 + \beta}} \sqrt{2 M_{y,k} f_{h,1,k} d} & (f) \end{cases}$$

For slisseplater i stål er hullkant-trykkstyrken satt til $f_{h2} = 600$ MPa, og $\beta = f_{h2}/f_{h1}$. Hullkantfasthet for tre er beregnet iht. prEN 1995-1-1 (2023) med midlere densitet 430 kg/m³. Bruddspenningen for stål er satt til 1000 MPa. Tykkelsene på slissen i tre, t_{h1} , settes inn for hhv. yttersliss og innersliss. Kun bruddform (a) og (f) er aktuell for innerslissene. Følgende kapasitet er beregnet for innfesting av diagonalene:

Tabell 14 Kapasitet av dybelforbindelsene i diagonalene 6 og 7

Diagonal	Kapasitet av dybler for ren aksialkraft [kN]
6	4680
7	4060

F.4.2 Modeller for blokkutrivning og materialfasthet

Blokkutrivning er her beregnet på flere måter for å få en bedre oversikt over denne bruddformen som er dominerende i nesten alle brudd i diagonalene. Alle karakteristiske verdier er erstattet med middelveier og alle sikkerhetsfaktorer er tatt ut av formlene.

Blokkutrivning i gjeldende standard EN1995-1-1 (2004) har krav til at dette skal undersøkes, men har ikke normative regler for hvordan dette skal gjøres. Det er imidlertid foreslått en metode i et informativt Annex A for kontroll av blokkutrivning:

$$F_{b,2004} = \begin{cases} 1.5 A_{net,t} f_{t,0,k} \\ 0.7 A_{net,v} f_{v,k} \end{cases}$$

hvor

$$A_{net,t} = t_{ef} b_{net}$$

og

$$A_{net,v} = 2 t_{ef} (l_{con} - d(n_0 - 1))$$

Mer om t_{ef} , l_{con} og b_{net} nedenfor.

Karakteristiske fastheter skal erstattes med dimensjonerende fastheter ved dimensjonering. For strekkfasthet:

$$f_{t,0,d} = f_{t,0,k} \frac{k_{mod}}{\gamma_m}$$

og tilsvarende for skjærfasthet, men her benyttes middelerverdier og forventet verdi av kapasitet.

Modellene fra kommende prEN1995-1-1 (2023) for beregning av blokkutrivning av multiple slisseforbindelser er foreslått slik:

$$F_{br,Rd} = \min \begin{cases} F_{b,2,d} \left(n_2 + n_1 \frac{t_1}{t_2} \right) & \text{failure of outer members} \\ F_{b,1,d} \left(n_2 \frac{t_2}{t_1} + n_1 \right) & \text{failure of inner members} \end{cases}$$

Indeks 1 er brukt for yttersliss, mens indeks 2 er innersliss. Som det ses av formlene så bestemmes kapasiteten her av den svakeste av innersliss eller yttersliss, og deretter en lineær vektning med forholdet mellom tykkelsene av slissene.

En slisse kan få blokkutrivning enten med skjærbrudd eller strekkbrudd. Den med høyeste kapasitet vil være bestemmende for endelig brudd:

$$F_{bs,2023} = \max(2F_{v,l,k}; F_{t,k})$$

Dette er i prEN1995-1-1 2023 formulert på følgende måte:

$$F_{t,k} = k_t b_{net} t_{ef} f_{t,0,k}$$

Og modifiseres med faktoren

$$k_t = 0.9 + 1.4 \sqrt{\frac{G_{mean}}{E_{0,mean}}}$$

For T15 blir faktoren $k_t = 1.24$.

Slissens minimumsareal beregnes fra avstanden mellom ytterkantene av ytterste dybler fratrasket hullarealet for dybler

$$b_{net} = (a_2 - d_{hole,max})(n_{90} - 1)$$

Et skjærbrudd langs fibre beregnes med sidearealet utenfor dybelgruppen eller dybelrekken multiplisert med en effektiv skjærfasthet

$$F_{v,l,k} = k_v t_{ef} L_{con} f_{v,k}$$

$$l_{con} = a_1(n_0 - 1) + a_{3,t}$$

$$k_v = 0.4 + 1.4 \sqrt{\frac{G_{mean}}{E_{0,mean}}}$$

For T15 blir faktoren $k_v = 0.74$.

Radskjær utrivning

$$F_{rs,k} = 2n_{90}F_{v,l,k}$$

Basis bruddmekanismer er enten et strekkbrudd av slissens minimumsareal multiplisert med en «effektiv» strekkfasthet $f_{t,ef}$ slik at:

$$F_{t,k} = b_{\text{net}} t_{\text{ef}} f_{t,ef}$$

Hvor den effektive strekkfastheten i prEN1995-1-1 2023 formulert som

$$f_{t,ef,k} = k_t f_{t,0,k}$$

En effektiv skjærfasthet for skjærbrudd langs fibre kan på lignende vis formuleres som

$$f_{v,ef,k} = k_v f_{v,0,k}$$

Det er egentlig kun små forskjeller mellom disse to metodene i 2004 og 2023 versjonene av EC5. Nettoarealet for strekkbrudd er det samme, mens hullene for dybler er neglisjert i beregningen for skjærbrudd i prEN1995-1-1 (2023).

Forslaget i prEN1995-1-1 2023 er basert på publikasjoner fra M. Yurrita, J.M. Cabrero og ulike forfattere i diverse publikasjoner, og er sammenlignet mot forsøk. Imidlertid er normalt ikke midlere strekkfasthet fastlagt i forsøkene, så denne er estimert ut fra karakteristiske fastheter og antatte statistiske egenskaper og fordelingsmodell. Nedenfor vises hovedtrekkene for hvordan forholdet mellom karakteristisk og midlere fastheter har blitt beregnet og resultatene av det:

Tabell 15 Forhold mellom midlere strekkfasthet og karakteristisk strekkfasthet ved blokkutrivning

Kilde		Hanhijärvi, Kevarinmäki og Yli-Koski	M. Yurrita, J.M. Cabrero et al.
Materiale		T22	GL24
Metode		EN1995-1-1 (2004) $F_{b,2004}$	prEN1995-1-1 (2023) $F_{bs,2023}$
Karakteristisk strekkfasthet	$f_{t,0,k}$	22	19.2
Effektiv strekkfasthet	$f_{t,ef,k}$	$1.5 \cdot 22 = 33$	$1.24 \cdot 19.2 = 23.8$
Antatt forhold midlere fasthet/karakteristisk	$\frac{f_{t,0,m}}{f_{t,0,k}}$	1.3	1.693
Effektivt forhold midlere fasthet/karakteristisk	$\frac{f_{t,ef,0,m}}{f_{t,0,k}}$	$1.3 \cdot 1.5 \cdot \frac{22}{22} = 1.95$	$1.693 \cdot 1.24 \cdot \frac{19.2}{19.2} = 2.10$
Kommentar til sammenligning med forsøk fra forfatterne		Gir litt for konservative resultater	Gir god overenstemmelse, gitt at forholdet mellom karakteristisk og midlere fasthet er som antatt

Tabell 16 Forhold mellom midlere og karakteristisk styrke for skjærblokkutrivning

Kilde		Hanhijärvi, Kevarinmäki og Yli-Koski	M. Yurrita, J.M. Cabrero et al.
Material		T22	GL24
Metode		EN1995-1-1 (2004) $F_{b,2004}$	prEN1995-1-1 2023 $F_{bs,2023}$
Karakteristisk skjærfasthet	$f_{v,0,k}$	3.8	3.5
Midlere skjærfasthet	$f_{v,m}$	4.9	5.5
Antatt forhold midlere fasthet/karakteristisk	$\frac{f_{v,m}}{f_{v,k}}$	1.3	1.57

Effektivt forhold midlere fasthet/karakteristisk	$\frac{f_{v,ef,m}}{f_{v,k}}$	$0.7 \cdot \frac{4.9}{3.8} = \frac{3.43}{3.8} = 0.90$	$0.74 \cdot \frac{5.5}{3.5} = \frac{4.07}{3.5} = 1.16$
Effektivt skjærsone		$(l_{con} - d(n_0 - 1))$	$l_{con} = a_1(n_0 - 1) + a_{3,t}$
Kommentar til sammenligning		Både lavere fasthet og kortere skjærsone enn prEN 1995 - 2023	Ca. 25 % høyere middelerdi for styrke enn 2005 versjonen

F.4.3 Materialfasthet fra forsøk og verdier for beregninger

Det har blitt utført strekkprøving, bøyepøving, trykkprøving og forsøk med blokkutrivning på material GL32c i sonen med T15 (T14,5) lameller. Materialet som er prøvd kommer fra diagonal 13B på Tretten bru. Prøvene er å betrakte som stikkprøver, det er et altfor lite antall til å betraktes som en fullverdig materialkarakterisering. Det er godt samsvar mellom strekkfastheten bestemt med kombinasjonen av trykk og bøyingsforsøk og forsøkene med blokkutrivning. Prøveresultatene for diagonal 13B antyder at for denne diagonalen ligger strekkfastheten noe over 33 MPa. Forholdet mellom midlere strekkfasthet og karakteristisk strekkfasthet fra testresultatene blir da i dette tilfellet:

$$\frac{f_{t,0,m}}{f_{t,0,k}} = \frac{33}{14,5} = 2.27$$

Fra sorteringsprosedyrer av T15 er det kjent at karakteristisk verdi for strekkfasthet er 14,5 MPa og middelerdi for strekkfasthet ligger på mellom 28 og 29 MPa. Vi benytter 29 MPa her. Forholdet mellom midlere strekkfasthet og karakteristisk strekkfasthet fra sorteringsprosedyrene blir da:

$$\frac{f_{t,0,m}}{f_{t,0,k}} = \frac{29}{14.5} = 2.0$$

På bakgrunn av dette settes midlere strekkfasthet i styrkeberegninger av Tretten bru til 29 MPa, siden det bak sorteringsprosedyrene ligger et betydelig antall strekktester av norsk furu og 29 MPa anses derfor å være godt statistisk fundert. Denne verdien er litt lavere enn resultatene fra forsøk. For blokkutrivning hvor strekkfastheten er kritisk, benyttes en effektiv strekkfasthet på $f_{t,ef,m} = 1.04 \cdot 29 = 30.16$ Mpa, som gir $\frac{f_{t,0,m}}{f_{t,0,k}} = \frac{30.16}{14.5} = 2.08$.

NTNU har utført flere undersøkelser av skjærfastheten til limtrebjelker GL30c med T15 lameller med prøvestykker i full størrelse. Resultatene varier med hvilken retning og plan som skjærspenningene virker på. Hvis en begrenser seg til skjærspenninger i parallell fiberretning, så ligger skjærfastheten i snitt på ca. 5,2 MPa under ideelle laboratorieforhold. Det må antas at tre utsatt for klimabelastninger i 10 år har en noe lavere midlere skjærfasthet pga. noe oppsprekking i ender og i de ytterste delene av tverrsnittene. Derfor settes representativ midlere skjærfasthet til 4,9 MPa. For stivhet er det benyttet midlere moduler med $E_{0,m} = 11000$ og $G_m = 650$ MPa. For midlere tetthet (densitet) er det benyttet $\rho_m = 430$ kg/m

F.4.4 Beregning av motstand mot blokkutrivning i diagonaler 6 og 7.



Figur 149 Blokkutrivning. Forsøk med diagonal 13.

I alle beregninger av styrke benyttes midlere strekkfasthet lik 29 MPa, og midlere skjærfasthet til 4,9 MPa. For blokkutrivning benyttes regelverket i prEN1995-1-1 (2023) med parameterne $k_t = 1.04$ og $k_v = 0.74$ i beregningene.

Tabell 17 Kapasiteter iht. forskjellige beregningsmodeller for diagonal 6.

Diagonal	Beregningsmodell	Referanse	Bruddform	Kapasitet [kN]
6	Eurocode 5 (2004) med midlere fasthet uten justering	EN1995-1-1 (2004) Annex A	Blokkutrivning Strekk	3790
6	Eurocode 5 (2004) med midlere fasthet uten justering	EN1995-1-1 (2004) Annex A	Blokkutrivning Skjær	1520
6	Eurocode 5 (2004)		Nettoareal strekk	6710
6	Kun areal mellom slisseplatene i stål	Midlere fastheter uten justeringsfaktorer	Minimumsareal blokkutrivning strekk	1880
6	Kun areal mellom slisseplatene i stål	Midlere fastheter uten justeringsfaktorer	Minimumsareal blokkutrivning skjær	1620
6	Kapasitet yttersliss	prEN1995-1-1 2023	Blokkskjær	236
6	Kapasitet yttersliss	prEN1995-1-1 2023	Strekk	337
6	Kapasitet innersliss	prEN1995-1-1 2023	Blokkskjær	274
6	Kapasitet innersliss	prEN1995-1-1 2023	Strekk	391
6	Eurocode 5 (2023) men med justeringsfaktorene $k_t = 1.04$ og $k_v = 0.74$	prEN1995-1-1 2023	Max av skjær og aksialstrekk innenfor hver sliss	2630

På denne bakgrunn er midlere kapasitet av diagonal 6 lik 2630 kN.

Tabell 18 Kapasiteter iht. forskjellige beregningsmodeller for diagonal 7.

Diagonal	Beregningsmodell	Referanse	Bruddform	Kapasitet [kN]
7	Eurocode 5 (2004) med midlere fasthet uten justering	EN1995-1-1 (2004) Annex A	Blokkutrivning Strekk	2720
7	Eurocode 5 (2004) med midlere fasthet uten justering	EN1995-1-1 (2004) Annex A	Blokkutrivning Skjær	1340
7	Eurocode 5 (2004)		Nettoareal strekk	5540
7	Kun areal mellom slisseplatene i stål	Midlere fastheter uten justeringsfaktorer	Minimumsareal blokkutrivning strekk	1500
7	Kun areal mellom slisseplatene i stål	Midlere fastheter uten justeringsfaktorer	Minimumsareal blokkutrivning skjær	1580
7	Eurocode 5 (2023)	prEN1995-1-1 2023	Max av skjær og aksialstrekk innenfor hver sliss	2250
7	Kapasitet yttersliss	prEN1995-1-1 2023	skjær	138
7	Kapasitet yttersliss	prEN1995-1-1 2023	strekk	161
7	Kapasitet innersliss	prEN1995-1-1 2023	skjær	269
7	Kapasitet innersliss	prEN1995-1-1 2023	strekk	313
7	Eurocode 5 (2023) men med justeringsfaktorene $k_t = 1.04$ og $k_v = 0.74$	prEN1995-1-1 2023	Max av skjær og aksialstrekk innenfor hver sliss	1890

På denne bakgrunn er midlere kapasitet av diagonal 7 lik 1890 kN.

Det ble funnet at det var for korte dybler i festet av diagonal 7 mot knutepunktet OG16B, og det er mulig at kapasiteten kan være noe redusert på grunn av dette.

F.5 Overbelastning

I denne delen vurderes både belastning og styrke så nøyaktig som praktisk mulig. I tidligere analyser av rekkefølgen av brudd og kollaps ble det benyttet ganske grove modeller hvor blant annet hele lasten fra en semitrailer på 490 kN ble fordelt 100% til nedstrøms fagverk, dvs. ingen lastfordeling mellom fagverkene. På den annen side ble også motstanden overvurdert, slik at totalt sett antas modelleringen, som ble utført for å studere rekkefølgen av kollapsen, å gi et tilnærmet riktig bilde av brukollapsen.

F.5.1 Lastfordeling

Egenlasten fordeler seg omtrent likt mellom de to fagverkene. På grunn av ensidig gangbane, er de to kjørefeltene eksentrisk plassert på brua. Lastfordelingen mellom de to parallelle fagverkene er hentet fra 3D-modellering utført av Trond Even Eggen, Aas-Jakobsen (TEE) og er gitt i Tabell 19.

Tabell 19 Lastfordeling av kjøretøybelastning mellom de to fagverkene (3D TEE)

Kjørebane for kjøretøy	Diagonal 6A	Diagonal 6B	Diagonal 7A	Diagonal 7B
Nedstrøms	0.31	0.69	0.34	0.66
Oppstrøms	0.52	0.48	0.52	0.48
Midt i kjørefeltene	.42	.58	.43	.57

En sammenligning av krefter i diagonalene fra 3D-modellering mot resultater fra en 2D-modell er gitt i Tabell 20, hvor FML4 kjøretøyet fra EN1991-2 (se under kapittelet om utmatting) er plassert på ugunstigste måte i nedstrøms kjørefelt.

Tabell 20 Sammenligning av krefter i diagonaler mellom 3D og 2D modellering.

Max belastning	Diagonal 6 B		Diagonal 7B	
	3D modell	2D modell (69 %)	3D modell	2D modell (67%)
Egenvekt	1398	1387	1121	1026
Lastebil FML4 490 kN	378	389	332	319
Sum egenvekt+FML4	1776	1776	1453	1345

Det er generelt bra overenstemmelse mellom 3D-modellen og 2D-modellen, men det kan se ut som om 2D-modellen underestimerer aksialkraften fra egenlast i diagonal 7B noe i forhold til 3D-modellen. Brua er kompleks, og det er ikke innlysende hvilken modell som er mest realistisk. 3D-modellen tar med seg effekten av torsjon om bruas lengdeakse, noe som mangler i 2D-modellen. 2D-modellen har nøyaktigere modellering av stål-vertikalene og skjøten mellom tre og stål.

F.5.2 Spesialtransporter og ekstreme lasttilfeller

Fire tilfeller av spesialtransport og ekstreme lasttilfeller er beregnet. Det første er basert på en godkjenning av en ekstra tung spesialtransport i 2015, mens de to neste er tenkte ekstremtilfeller av to samtidige vogntog med tømmertransporter. I tillegg er det antatt ett lasttilfelle der hele midtspennet er fylt opp med tømmertransport.

F.5.2.1 Spesialtransport

Den største belastningen fra spesialkjøretøy med totalvekt 96940 kg ble gjennomført i tidsrommet 20.-21. april 2015 med kjøreretning mot vest. Utklipp av godkjenning med spesifikasjon av aksellastene er gjengitt i Figur 150.

Tidsbegrenset dispensasjon for spesialtransport			
Det innvilges herved dispensasjon for Transport av transportabelt pannhus (Vekt 54000kg) fra Svinesund, 1789 Svinesund til Kolhusvegen 1, 2635 Tretten. Dispensasjonen er kun gyldig dersom det ikke foreligger begjæringer på eller bruksforbud for kjøretøyene.			
Dispensasjonen gjelder: Annet			
☒ Aksellast/totalvekt	☒ Bredde	☒ Lengde	☒ Høyde
Transporten skal foregå i perioden fra 20.apr.2015 til 21.apr.2015 med følgende kjøretøy/vogntog:			
Kjøretøy: PZC664	Eier:		
Trekkbil			
Kommentar til totalvekt:			
Aktuell aksellast(kg):	9000	9000	10000 10000 10000 = 48000 kg
Styrbare aksler:	●	●	○ ○ ○
Akselavstand(cm):	-	236	131 138 138 = 643 cm
Største bredde uten last:	2.5 m		Styringstype: Friksjonsstyrt
Egenvekt:	15300 kg		Totalvekt: 57000 kg
Annet:	Ikke uttrekkbar		Maks. tillatt hastighet: - km/t
Kjøretøy: CSY615	Eier:		
Semitrailer			
Kommentar til totalvekt:			
Aktuell aksellast(kg):	9467	9467	9467 9467 9467 = 47335 kg
Styrbare aksler:	●	●	● ● ●
Akselavstand(cm):	1493	136	136 136 136 = 2037 cm
Største bredde uten last:	2.75 m		Styringstype: Friksjonsstyrt
Egenvekt:	27640 kg		Totalvekt: 111500 kg
Annet:	Uttrekkbart		Maks. tillatt hastighet: - km/t
Totaler:			
Total akselavstand:	2680 cm	Totalvekt:	96940 kg
Egenvekt vogntog:	42940 kg	Høyde med last:	4.50 m
Største bredde med last:	4.50 m	Total lengde vogntog uten last:	23.50 m
Total lengde vogntog med last:	29.50 m		
Maks overheng	0.00 m		

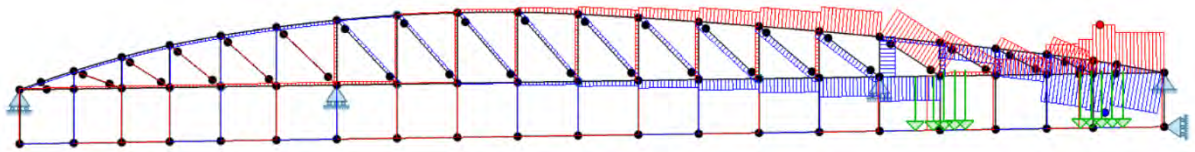
Figur 150 Godkjent spesialtransport 2015

Dette lasttilfellet er analysert både med 2D-analyser (Fap2D) og 3D-analyser (Robot). 3D-simuleringen er utført av Magne Bjertnæs, Sweco (MB) for tilfellet med sentrisk belastning midt i kjørefeltene, og denne gir en lastfordeling mellom fagverkene med 60 % til nedstrøms fagverk, og 40 % til oppstrøms fagverk. I 2D analysene har begge de to lastfordelinger (TEE: 58% og MB: 60%) blitt anvendt.

Under vises fordelingen av aksialkrefter i nedre fagverk fra 2D-analyser av lasttoget fra spesialtransporten, som antas å kjøre midt i begge kjørefelt med overføring til nedstrøms fagverk på 60%.

Krefter i diagonaler er uten bidrag fra egenvekt (kun ekstra belastning fra lasttoget):

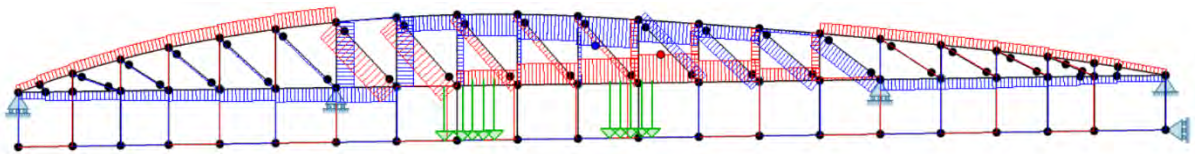
Akse 3:



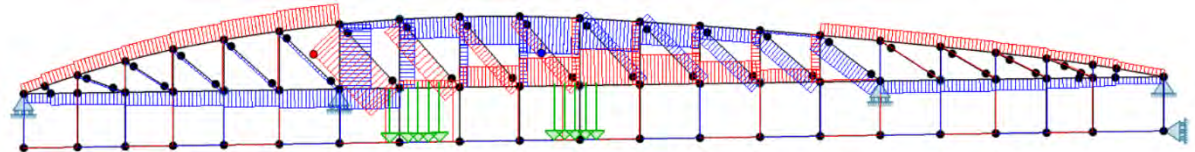
$$\text{Max last diagonal 15B } N_{15B} = 976 \cdot 0.60 = 587 \text{ kN.}$$

$$\text{Max last diagonal 16B } N_{16B} = 788 \cdot 0.60 = 473 \text{ kN.}$$

Akse 2:

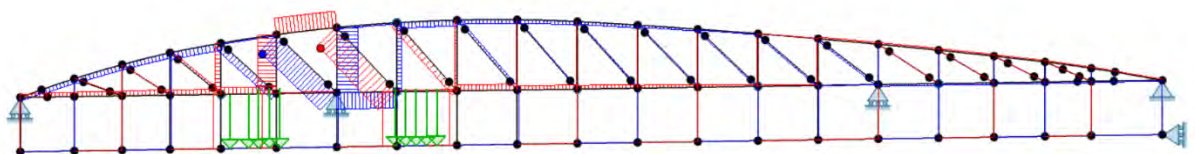
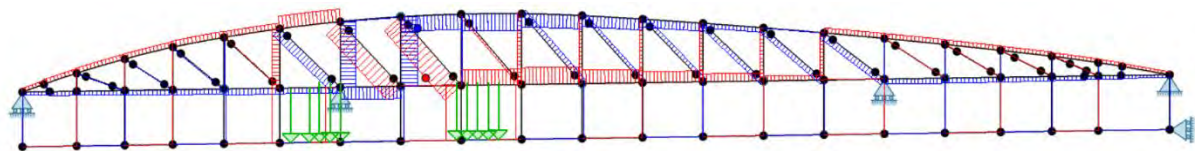


$$\text{Maks last i diagonal 7B } N_{7B} = 795 \cdot 0.60 = 477 \text{ kN.}$$



$$\text{Maks last i diagonal 6B } N_{6B} = 961 \cdot 0.60 = 577 \text{ kN.}$$

Framdelen av lasttoget (trekkbilen) gir større krefter på diagonalene enn semitraileren.



I

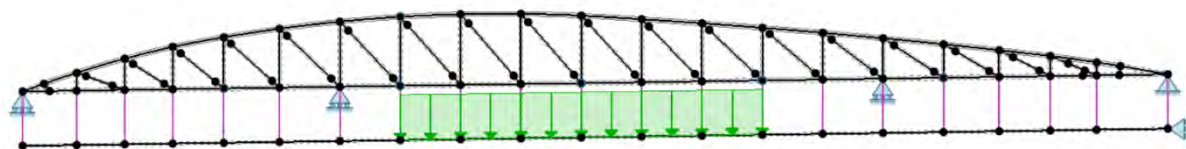
Tabell 21 er resultatene for diagonalene 6 og 7 nedstrøms oppsummert.

Tabell 21 Resultater fra statiske analyser av tyngste spesialtransport

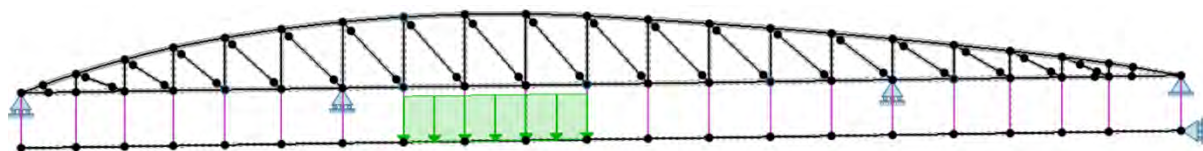
Diagonal	6B kN	7B kN	15B kN	16B kN
Egenvekt	1387	1026	914	856
Spesialtransport, 2D-58%, Fap2D	557	461	566	457
Spesialtransport, 2D-60%, Fap2D	576	485	585	472
Spesialtransport ,3D ,MB	587	495	633	418
Sum, 2D - 60%	1963	1511	1499	1328
Sum 3D – (MB)	1974	1521	1547	1274
Midlet sum av 2D (60%) og 3D (MB)	1969	1516	1523	1301

F.5.2.2 Møtende lasttog med tømmertransport

Det er her tatt utgangspunkt i en tømmertransport på 60 tonn og kjøretøylengde på 24m, og denne lasten er modellert som jevnt fordelt og blir da som linjelast 25 kN/m. Som en konservativ tilnærming er hele lasten fordelt over kun tre felt i midtspennet, slik at det benyttede lasttoget kun er 23,4 m langt og har lasten $\frac{600}{3 \cdot 7.8} = 25,64 \approx 26 \text{ kN/m}$. Videre er lasttogene plassert på ugunstigste måte, enten rett etter hverandre (uten mellomrom) eller møtende på ugunstigste sted.



Figur 151 To lasttog rett etter hverandre uten mellomrom



Figur 152 To lasttog møtende på ugunstigste sted

F.5.2.3 Full belastning på midtspenn

I det siste lasttilfellet er det antatt at hele midtspennet er 100% fylt med tømmertransport (25 kN/m) i nedstrøms kjørefelt. Resultatene fra 2D-modellering er gitt i Tabell 22.

F.5.3 Maksimal belastning på diagonaler fra mulig tømmertransport

Tabell 22 Maksimale krefter i diagonaler

Diagonal	6B kN	7B kN
Egenvekt	1387	1026
To lasttog i nedstrøms kjørefelt	828	523
To møtende lasttog	729	535
Hele midtspennet med 25 kN/m i nedstrøms kjørebane	757	521
Maksimal kraft	2215	1561

For diagonal 6B er det mest ugunstige to lasttog på rekke (to tømmerbiler), mens for diagonal 7B er det mest ugunstig med to møtende lasttog på ugunstigste sted.

F.5.4 Vurdering av mulig overbelastning

Det anses som lite sannsynlig med belastning som er større enn det som er antatt i disse beregningene. Ved spesialtransporten i 2015 hadde diagonal 6B 1969 kN og 7B 1516 kN. Med andre ord har diagonal 6B med rimelig grad av sikkerhet hatt $\frac{1969}{2215} = 0.89$ av denne makslasten, mens diagonal 7B har hatt $\frac{1516}{1561} = 0.97$ av antatt maks last. Det har ikke vært rapportert om skader eller endringer etter denne spesialtransporten.

En sammenligning av maksimale belastninger mot kapasitet gir følgende:

Tabell 23 Maksimale krefter i diagonaler sammenlignet med kapasitet

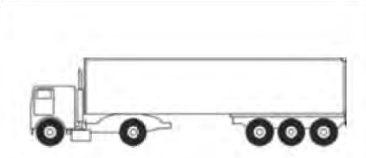
Diagonal	6B kN	7B kN	15B kN	16B kN
Spesialtransport 2015	1969	1516	1523	1301
Maksimale krefter	2215	1561		
Kapasitet	2630	1890	2630	2360
Utnyttelse	0.84	0.83	0.58	0.55

Midlere kapasitet er større enn antatt maksimalbelastning, men marginene er små for diagonalene 6B og 7B. Spesialtransporten i 2015 ga belastninger opp mot 75 – 80 % mot beregningsmessig kapasitet, men siden brua har i vært i normal funksjon i mer enn 7 år etterpå, er det opplagt at den statiske kapasiteten var noe større enn kreftene fra spesialtransporten. Diagonalene 15 og 16 har mye lavere utnyttelse enn diagonalene 6 og 7, og utelates derfor i den videre undersøkelsen.

F.6 Utmatting

F.6.1 Belastning

Kjøretøy som er benyttet i lastvirkningsanalysen er EN1991-2 FML4 Case 3, en 5-aksler semitrailer med samlet last 490 kN, vist i Figur 153. Her er midterste kolonne akselavstander i meter fra venstre, og i kolonnen til høyre er tilsvarende aksestrykk i kN.

	3,20	70
	5,20	150
	1,30	90
	1,30	90
	1,30	90

Figur 153 EN1991-2 Standard kjøretøy nr 3, FML4

Kjøretøyet er kjørt i nedstrøms kjørefelt fra akse 1 mot akse 4, og i oppstrøms kjørefelt fra akse 4 mot akse 1. Lastvirkning på brua er hentet fra analyse utført av Trond Even Eggen (TEE), Aas-Jakobsen. Fra lastvirkningsanalysen er det hentet ut maksimal belastning på den aktuelle detalj, som er bestemt med plassering av kjøretøyet i kjørebanelen som gir maksimal belastning. Plasseringen av kjøretøyet vil derfor variere fra detalj til detalj.

Utmattingslast er hentet fra opplysninger fra Tine meieri (som ikke kommer med på tellepunktet for trafikkteiling), samt SVV trafikkteiling på vestsiden av brua. Belastningen på brua er estimert ut fra lengden på kjøretøyene. Det er antatt at kjøretøyene har full last kun i 50 % av passeringene. Det er regnet med en tidsperiode på 10 år.

Tabell 24 Belastning fra tunge kjøretøyer på Tretten bru, i en tidsperiode på 10 år

Kilde	Lengde [m]	Last [tonn]	Passeringer Pr døgn	Merknad	Totalt antall passeringer
Tine	12.5 - 16	50	20	(6 dg pr uke)	62400
Tine	12.5 - 16	20	20	(6 dg pr uke) tom	62400
Tellepunkt	7.6 – 12.5	30	35	full last	127750
Tellepunkt	7.6 – 12.5	15	35	tom	127750
Tellepunkt	12.5 - 16	50	5	full	18250
Tellepunkt	12.5 - 16	20	5	tom	18250
Tellepunkt	16 – 24	60	7.5	full	27375
Tellepunkt	16 – 24	25	7.5	tom	27375
Spesialtransport		80			8

All belastning fra tunge kjøretøyer er modellert og representert med modellkjøretøyet (EN1991-2 FML4 Case 3, 5-aksler semitrailer med samlet last 490 kN). En begrenset studie av antall lastvekslinger ved passering av modellkjøretøyet på brua antyder at det pr. passering av kjøretøyet vil oppstå en stor lastveksling, samt noen små (2 til 3 små lastvekslinger). De små lastvekslingene anses som neglisjerbare i forhold til den store lastvekslingen og er derfor neglisjert i den videre evalueringen. Det benyttes derfor *en* lastveksling pr. passering av et kjøretøy.

Overgang fra vekt på kjøretøy til modellkjøretøyet EN1991-2 FML4 Case 3, 5-aksler semitrailer med samlet last 490 kN, er gjort med to separate skaleringsfaktorer: en for lasttoget i nedstrøms kjørefelt (lasttog 1) og en for møtende kjøretøy i oppstrøms kjørefelt (lasttog 2). Skaleringsfaktorene er beregnet slik:

$$\text{Skaleringsfaktor} = \text{Vekt} * 10/490$$

Lasttilfelle 1 inkluderer egenlast og all kvasipermanent belastning (asfalt +etc.) og kombineres alltid med ett av de andre lasttilfellene (2 til 9). Permanent last må medtas i alle utmattingsberegninger for trekonstruksjoner siden middelspenningen har stor betydning for utmattingsfastheten.

Tabell 25 Last tilfeller for utmattingsberegninger, tidsperiode på 10 år

Lasttilfelle <i>i</i>	Vekt (tonn)	Antall passeringer	Skaleringsfaktor Last tog 1	Skaleringsfaktor Last tog 2
1 (Egenlast)		1	0	0
2	15	127750	0.3061	0
3	20	244900	0.4082	0
4	25	273375	0.5102	0
5	30	127750	0.6122	0
6	50	80650	1.0204	0
7	60	27375	1.2245	0
8 (spesial)	80	8	1.6327	0
9 (møtende)	50 + 30	2357	1.0204	0.6122

I lasttilfelle 9 er det antatt 1 % sjanse for at et kjøretøy med vekt på 30 tonn eller mer møter et annet tungt kjøretøy på brua. Det gir samlet 2357 tilfeller av at to tunge kjøretøyer møtes på brua. Det ene kjøretøyet (lasttog 1) antas å ha vekt på 50 tonn, mens det andre kjøretøyet (lasttog 2) antas å ha en vekt på 30 tonn.

F.6.2 Modellering og motstand mot utmatting

Alle knutepunkter som har en eller to stavender er modellert og beregnet mht. utmatting. Dette innebærer at en skjøt i en under- eller overgurt er modellert som to separate knutepunkter, hhv. venstre eller høyre i forhold til tegning K300. Høyre og venstre side vil få forskjellig belastning, i tillegg til at de ikke er utført på samme måte. Diagonaler er beregnet kun med innfestingen av den ene enden, siden dette er utført på samme måte i de to endene.

Lastene er kombinert iht. prEN1990 (2023) slik:

$$\sum F_d = \sum_i G_{k,i} + \sum_j \psi_{2,j} Q_{k,j} + (P_k) + Q_{fat} \quad (1)$$

Dvs. at alle permanente laster er medtatt i tillegg til utmattingslasten Q_{fat} .

For å beregne motstand mot utmattings-skader er Annex A i EN1995-2 benyttet med metoden og parametere som beskrevet i avsnitt A3. To bruddmoder er beregnet; utmatting av dybelforbindelsene og utmatting pga. trykk eller strekkspenninger i et effektivt tverrsnitt som tilsvarer tverrsnittet ved blokkutrivning.

Lastamplituden beregnes som halve differansen mellom maks og min spenninger:

$$\sigma_a = \frac{1}{2} \Delta \sigma = \frac{1}{2} (\sigma_{max} - \sigma_{min}) \quad (2)$$

Middelspenningen er av stor betydning for trekonstruksjoner og beregnes slik:

$$\sigma_{mean} = \frac{1}{2}(\sigma_{max} + \sigma_{min}) \quad (3)$$

Middelspenningen kan også uttrykkes ved spenningsforholdet:

$$R = \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{max}} \quad (4)$$

Reduksjonen av styrken pga. syklisk belastning i forhold til statisk styrke er gitt av såkalte SN-kurver, som i EN1995-2 Annex A analytisk er gitt med:

$$k_{fat} = 1 - \frac{1 - R}{a(b - R)} \text{Log}(\beta \cdot N_{obs} \cdot t_L) \geq 0 \quad (5)$$

Reduksjonsparameteren k_{fat} multipliseres med statisk styrke og gir et uttrykk for reduksjonen av den statiske styrken pga. utmattingseffekten. Parameteren k_{fat} kan likevel ikke tolkes som gjenværende statisk styrke. Den er et uttrykk for redusert forventet levetid.

$$f_{fat,d} = k_{fat} \frac{f_k}{\gamma_{M,fat}} \quad (6)$$

Parameterne a og b tas fra Tabell 28, mens produktet $\beta \cdot N_{obs} \cdot t_L$ er totalt antall sykler som benyttes i beregningen for et gitt lasttilfelle.

Tabell 26 Parametre fro utmattingsberegninger

Stress type	Stress σ_d	Mean stress $\sigma_{d,mean}$	a	b
Normal; compression	$\sigma_{d,c,0}, \sigma_{d,c,90}$	≤ 0	2.0	9.0
Normal; tension parallel	$\sigma_{d,t,0}$	≥ 0	9.5	1.1
Normal; tension perpendicular	$\sigma_{d,t,90}$	≥ 0	4.7	2.1
Shear	τ_d		6.7	1.3
Connection, dowels 12 mm		≥ 0 or ≤ 0	6.0	2.0
Connection, nails		?	6.9	1.2

Ved flere lasttilfeller kan disse kombineres med Miner-Palmgrens delskadehypotese

$$MP = \sum_{i=1}^{ant \text{ lastilf}} \frac{n_i}{N_i} \leq MP_{krav} \quad (7)$$

hvor n_i er antall lastvekslinger ved lasttilfelle i og N_i er antall lastvekslinger til brudd ved dette lastnivået. N_i bestemmes ut fra aktuell SN-kurve. Det er vanlig å sette $MP_{krav} = 1.0$ noe som gir konsistens med forsøk med konstant kraftamplitude. Det er observert i litteraturen at MP_{krav} kan økes noe i enkelte tilfeller med 0 – 30 %, men dette er i liten grad dokumentert. I denne undersøkelsen er

$$MP_{krav} = 1.0.$$

F.6.3 Resultater fra utmattingsberegninger med 10 års belastning

Statisk styrke for dybelforbindelser er beregnet som angitt i del F.4.1.

Statisk styrke for blokkutrivning er beregnet som angitt i del F.4.2 til 0 etter prEN1995-1-1 (Eurocode 5) (2023).

En oppsummering av de viktigste resultatene fra utmattingsberegningen er gitt i Tabell 27, hvor det er benyttet justeringsfaktorene $k_t = 1.04$ og $k_v = 0.74$ for blokkutrivning, iht. tidligere vurderinger om bruk av midlere strekkfastheter.

Tabellen angir relativ skade i forhold til beregnet kapasitet uten utmattingsskader (statisk kapasitet). Skadene er summert med bruk av Miner-Palmgrens delskadehypotese og er presentert i kolonnen helt til høyre i tabellen. I celler uten verdi er delskaden mindre enn 1%. Som det ses fra tabellen er lasttilfellene 6, 7 og 9 de mest skadelige mht. utmatting.

Tabell 27 Delskade og samlet skade fra utmattingsberegninger, 10 års periode

Lasttilfelle -> Komponent	2	3	4	5	6	7	8	9	Sum alle lasttilfeller
Diagonal 6			0.07	0.14	3.54	4.29	0.010	1.16	9.21
Diagonal 7	0.01	0.35	2.27	3.97	82.94	104	0.29	30.62	224
Diagonal 8					0.12	0.13		0.03	0.28
Diagonal 9					0.02	0.02			0.05
Diagonal 10									
Diagonal 15					0.16	0.20		0.06	0.43
Diagonal 16			0.02	0.03	0.68	0.94		0.28	1.95
Diagonal 17									
Diagonal 18									
Kn.pkt. 21 venstre									
Kn.pkt 21 høyre					0.03	0.03		0.01	0.08
Kn.pkt 27 venstre					0.05	0.06		0.02	0.13
Kn.pkt 27 høyre									

Diagonal 7 peker seg ut som den suverent mest utsatte for utmatting. Deretter følger diagonalene i rekkefølgen 6, 16, 15 og 8. Knutepunktene som har skjøt i undergurten; 21 og 27, får begynnende utmatting, mens knutepunkt 15 ikke viser tegn til utmatting.

I Tabell 28 presenteres resultater for antagelsen om at strekkfastheten er 20 % høyere enn forventet middelvei. Dette er gjennomført ved å sette justeringsfaktorene $k_t = 1.24$ for blokkutrivning. En utmattingsberegning med denne antagelsen gir resultater som vist i Tabell 28.

Tabell 28 Delskade og samlet skade fra utmattingsberegninger, 20% forhøyet strekkfasthet, 10 års periode

Diagonal	Lasttilfelle 6	Lasttilfelle 7	Lasttilfelle 9	Sum alle lasttilfeller
6	0.12	0.14	0.04	0.30
7	1.85	2.24	0.62	4.83
15	0.01	0.02	0.0045	0.04
16	0.05	0.06	0.02	0.14
Kn.pkt. 27 venstre				0.01

Fra kolonnen til høyre i Tabell 28, ses det at 3 diagonaler har fått (beregningmessige) skader av betydning fra utmattingsbelastning, nemlig diagonal 6, 7 og 16. Rekkefølgen av de skadde diagonalene er presentert i Tabell 27. Også her er diagonal 7 langt over grensen for sin levetid, men hvis vi antar at strekkfastheten i diagonal 7 er 20 % større enn i diagonal 6, er det tenkbart at diagonal 6 feiler pga. utmatting før diagonal 7, siden diagonal 6 i Tabell 27 har større skadeindeks enn diagonal 7 i Tabell 28.

For samtlige konstruksjonsdeler i Tabell 27 og Tabell 28, er blokkutrivning med strekk som middelspenning den aktuelle bruddformen. Kun et knutepunkt i diagonal 11 viser en liten tendens til utmatting i selve dybelforbindelsen, men her er reduksjonen kun på 1 promille.

Årsaken til at utmatting blir kritisk for diagonalene 6, 7 og 16 er at dybelgruppene er veldig smale og konsentrerer strekkspenningen over et lite, lastbærende tverrsnittsareal. Strekkspenningene fra tungtrafikk blir da veldig store, og dette driver utmattingen raskt frem mot brudd. De aller fleste av knutepunktene på Tretten bru har ganske lavt spenningsnivå, og forventet levetid vil være mange hundre år.

Det er mulig at nåværende regelverk for utmatting på strekkpåkjennte tredeler i EN1995-2, Annex A, har mangler eller kunne ha vært mer nøyaktig, se for eksempel vurderingene i referanse 7. Imidlertid så er overskridelsene av levetiden så enormt store at mer nøyaktighet ikke vil endre resultatene i vesentlig grad.

F.6.3.1 Resultater fra utmattingsberegninger med 100 års belastning

Det er gjort de samme antagelser som for ti-års periode, kun antall sykler er multiplisert med 10. Siden Miner-Palmgrens summasjonsregel er lineær, så vil en tidobling av antall sykler kun gi en tidobling av alle delskader og en ti-dobling av delskadesummen i Tabell 27.

F.6.3.2 Oppsummering av utmatting

Basert på en utmattingsanalyse med antatt trafikkbelastning er det trolig en diagonal med nummer 7 på tegning K300 som utløser brukollapsen. Det kan enten være på oppstrøms eller nedstrøms side, forskjellen vil antageligvis være liten.

Det er også en betydelig beregningsmessig reduksjon av levetiden av diagonaler med nummer 6. Basert på dette kan det ikke utelukkes at en diagonal med nummer 6 også kan være utløsende, sett i sammenheng med vanlig statistisk spredning av fasthetsegenskaper til tre som konstruksjonsmateriale viser. Som Tabell 27 og Tabell 28 viser, så vil en forskjell på for eksempel

20 % i statisk styrke kunne endre på rekkefølgen av levetiden for diagonalene 6 og 7, men at disse diagonalene har hatt et problem med for kort levetid, er det ingen tvil om.

F.7 Oppsummering og bruddårsak

Kollapsen av Tretten bru skjedde samtidig med at en lastebil med henger passerte over brua fra vest mot øst. Vogntoget hadde en totalvekt på anslagsvis 50 tonn. Det er klart at denne lasten alene ikke har forårsaket bruddet, da denne lasten ikke overbelastet brua så lengde styrken er intakt. Dette må bety at styrken ikke lenger var intakt når denne lastebilen skulle krysse brua om morgenen den 15. august 2022. Det er også klart at det tidligere har kjørt tyngre kjøretøyer over brua med mere enn 490 kN totalvekt (opp mot 970kN spesialtransport i april 2015) uten at det har vært rapportert om skader.

- Fra inspeksjon av skadde brudeler har trolig første brudd skjedd i tilknytning til en av vertikale mellom knutepunktene 15 og 16 (T15-16). På disse vertikale hadde både overgurten og undergurten en skjøt, samt at både diagonal 6 (UG15) og diagonal 7 (OG16) var festet til denne vertikale.
- Brua hadde redusert styrke på tidspunktet for kollapsen. Dette kan enten skyldes skadeutvikling akkumulert over tid, eller en påført overbelastning rett før brukollapsen.
- Flere ekstreme lasttilfeller med tung trafikk har blitt vurdert, men den kvasistatiske belastningen overskrider ikke på noe sted beregnet midlere kapasitet. Mest belastet er diagonalene 6B og 7B med opptil 84 % belastning av midlere kapasitet. Spesialtransporten i 2015 ga belastninger opp mot 75 – 80 % av midlere kapasitet, men siden brua har i vært i normal funksjon i mer enn 7 år etterpå, er det opplagt at den statiske kapasiteten var større enn kreftene fra spesialtransporten. Det er ikke funnet indikasjoner på at Tretten bru hadde hatt ekstrem belastning i tiden rett før brukollapsen. Det er derfor lite trolig at kvasistatisk overbelastning har funnet sted på brua og forårsaket kollapsen.
- Fra kolonnen til høyre i Tabell 27, ses det at 3 diagonaler har fått (beregningmessige) utmattingsskader, sortert etter skadeomfang: diagonal 7, 6 og 16. Diagonal 7 peker seg ut som den suverent mest utsatte for utmatting og for denne diagonalen er levetiden langt overskredet. Diagonal 6 har også overskredet sin levetid med god margin, mens diagonal 16 anses som å ha nådd sin levetid.
- For samtlige konstruksjonsdeler med oppnådd levetid, er blokkutrivning med strekk som middelspenning den aktuelle bruddformen.
- Årsaken til at utmatting blir kritisk for diagonalene 7, 6, og 16 er at dybelgruppene er veldig smale og konsentrerer strekkspenningen over et lite, lastbærende tverrsnittsareal. De sykliske strekkspenningene fra tungtrafikk blir da veldig store, og dette driver utmattingen raskt frem mot brudd.
- De aller fleste av knutepunktene på Tretten bru har ganske lavt spenningsnivå, og forventet levetid vil være mange hundre år.
- Mest trolig har en diagonal 7 mistet sin styrke først, men dette gir ikke nødvendigvis kollaps av brua, men økte deformasjoner, momenter og skader på gjenværende deler. Brua kan fortsatt bære trafikk, men ikke nødvendigvis de største lastene.
- Deretter har diagonal 6 fått brudd, og etter et brudd i diagonal 6, så er gjenværende bæreevne mindre enn belastningen fra vogntoget ved kollapsestidspunktet.
- Statistisk spredning av materialegenskaper medfører en mulighet for at rekkefølgen mellom bruddene i diagonal 6 og 7 er motsatt, dvs. diagonal 6 får brudd før 7.

F.8 Referanser

1. CEN European Committee for Standardization, EN 1995-1-1 (2004), Eurocode 5 Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and common rules for buildings.
2. CEN European Committee for Standardization, prEN 1995-1-1 (2023), v2023-04-19 N1729. Eurocode 5 Design of timber structures – Part 1-1: General – Common rules and common rules for buildings.
3. Hanhijärvi, Kevarinmäki og Yli-Koski, Block shear failure at dowelled steel-to-timber connections, CIB-W18 Timber structures, Meeting 39, Florence, Italy, August 2006.
4. José Manuel Cabrero, Dániel Honfi, Robert Jockwer & Miguel Yurrita, (2019) A probabilistic study of brittle failure in dowel-type timber connections with steel plates loaded parallel to the grain, Wood Material Science & Engineering, 14:5, 298-311, DOI: 10.1080/17480272.2019.1645206
5. Katarzyna Ostapska, Kjell Arne Malo, New approach to testing shear in wood on structural scale., International Journal of Solids and Structures, Volume 212, 2021, Pages 46-60, ISSN 0020-7683, <https://doi.org/10.1016/j.ijsolstr.2020.11.022>.
6. European Committee for Standardization (2004) Eurocode 5 – Design of timber structures – Part 2: Bridges, Annex A, EN 1995-2: 2004.
7. Malo, Kjell Arne; Massaro, Francesco Mirko; Stamatopoulos, Charalampos. Exploring fatigue rules for timber structures in Eurocode 5. I: International Conference on Timber Bridges ICTB 2021PLUS - Conference proceedings. Biel, Switzerland: Bern University of Applied Sciences 2022 ISBN 9783906878126. s. 231-242.

G Vedlegg: Analyse av bolter fra Tretten Bru

G.1 Sammendrag og konklusjoner

SINTEF har mottatt 21 halve bolter funnet ved Tretten Bru etter kollapsen 15.08.2022.

Boltfragmentene er funnet på brua, på elvebunnen og i veibanen. Politiet har registrert funnene og overlevert dem til SINTEF for undersøkelse i forbindelse med SINTEFs granskning av brukollapsen. SINTEF har også mottatt et antall skiver, en M14 bolt trolig fra rekkverket og tre franske treskruer. Disse er ikke undersøkt fordi det er usannsynlig at de har noe med årsaken til brukollapsen å gjøre.

Følgende bolter er mottatt:

	Bolthode		Gjengeparti med mutter		Gjengeparti uten mutter	
	Oppstrøms	Nedstrøms	Oppstrøms	Nedstrøms	Oppstrøms	Nedstrøms
M24 bolt type 8.8	2	2	5	4		
M27 bolt type 10.9		5		2		1

Målsetninger med undersøkelsen av boltene har vært:

- Å finne årsak til at boltene har gått til brudd
- Å finne ut om boltene har vært svekket eller var knekt før brua kollapset

Alle de mottatte boltene har store plastiske deformasjoner. Det er ingen tegn til utmatting over tid. Bruddet ser ut til å ha skjedd i en monoton bevegelse.

Samtlige M24 bolter har et skjærbrudd 90° på lengdeaksen og har trolig blitt klippet over av relativ bevegelse i planet mellom tverrbæreren og knuten i fagverket som de bant sammen. Samtlige M27 bolter har brudd forårsaket av strekk/bøy bevegelse i boltens lengdeakse.

Undersøkelsen av boltene tyder på at de har gått til brudd som følge av overbelastning da brua kollapset. Vi finner ingen tegn til at de mottatte boltene kan ha forårsaket brukollapsen.

Konklusjonen i dette vedlegget gjelder kun for de boltene som er funnet.

G.2 Innledning

G.2.1 Bakgrunn

SINTEF har mottatt 21 halve bolter funnet ved Tretten Bru etter kollapsen 15.08.2022.

Boltfragmentene er funnet på brua, på elvebunnen og i veibanen. Politiet har registrert funnene og overlevert dem til SINTEF for undersøkelse i forbindelse med SINTEFs granskning av brukollapsen.

G.2.2 Målsetninger

Målsetninger med undersøkelsen av boltene har vært:

- Å finne årsak til at boltene har gått til brudd
- Å finne ut om boltene har vært svekket eller var knekt før brua kollapset

G.3 Bolter mottatt

Vedlegg A viser bilde av samtlige bolter som er mottatt, dimensjon, type, funnsted som oppgitt av politiet, samt vår konklusjon vedrørende bruddet. Vedlegg B viser politiets registrering av funn som er oversendt SINTEF, som i tillegg til boltene beskrevet i Vedlegg A også omfatter et antall skiver, en mindre bolt (M14) som trolig stammer fra rekkverket og 3 franske treskruer. Skivene, M14 boltene og treskruene er ikke undersøkt fordi det er usannsynlig at de har noe med årsaken til brukollapsen å gjøre. Tabell 29 viser en oversikt over antall bolter som er funnet.

Tabell 29. Oversikt over mottatte bolter. Bilder av boltene er vist i Vedlegg A og politiets registrering av bolter og andre relaterte funn er gjengitt i Vedlegg B.

	Bolthode		Gjengeparti med mutter		Gjengeparti uten mutter	
	Oppstrøms	Nedstrøms	Oppstrøms	Nedstrøms	Oppstrøms	Nedstrøms
M24 bolt type 8.8	2	2	5	4		
M27 bolt type 10.9		5		2		1

Fra tegningene ser vi at M24 bolter kun er benyttet i på tverrbæreren i akse 3, med 12 bolter på hver side, totalt 24 bolter. Siden vi må anta at samtlige bolter har gått til brudd kan vi forvente at det var 48 halve bolter på stedet etter kollapsen. Av disse har vi mottatt 14, som vist i tabellen. De resterende 34 ligger enten på bunnen av elva eller sitter igjen på konstruksjonen. Bilder fra åstedet viser at tverrbæreren ved akse 3 fortsatt ligger på stålpilearene og samtlige bolter som forbinder tverrbæreren til fagverket har feilet, både oppstrøms og nedstrøms.

M27 bolter ble benyttet på de øvrige tverrbærerne (unntatt akse 2). Hvor mange av disse boltene som har gått til brudd vet vi ikke, men det er rimelig å anta at det er vesentlig flere enn de vi har mottatt. Bilder fra åstedet viser at samtlige bolter nedstrøms i Knute 29 har feilet, mens forbindelsen mellom tverrbæreren og knute 29 er intakt oppstrøms.

Konklusjonene i denne rapporten gjelder kun for de boltene som er funnet.

G.4 Resultater

G.4.1 Visuell inspeksjon

Alle de mottatte boltene har store plastiske deformasjoner. Det er ingen tegn til utmatting over tid. Bruddet ser ut til å ha skjedd i en monoton bevegelse.

Samtlige M24 bolter har et skjærbrudd 90° på lengdeaksen og har trolig blitt klippet over av relativ bevegelse i planet mellom tverrbæreren og knutepunktet i fagverket som de bant sammen. Samtlige M27 bolter har brudd forårsaket av strekk/bøy bevegelse i boltens lengdeakse.

Vi mener derfor at boltene har gått til brudd som følge av overbelastning da brua kollapset og at de mottatte boltene har ikke forårsaket brukollapsen.

Bruddet på Bolt B-8.6 skiller seg fra de andre M27 boltene og diskuteres under. Mikroskopering av to bolter, en M27 fra knutepunkt 29 og en M24 fra akse 3, diskuteres deretter. Disse er representative for bruddflatene på de øvrige boltene av samme type (bortsett fra B-8.6).

G.4.2 Bolt B-8-6, M27 type 10.9 funnet i elva nedstrøms for knute 29

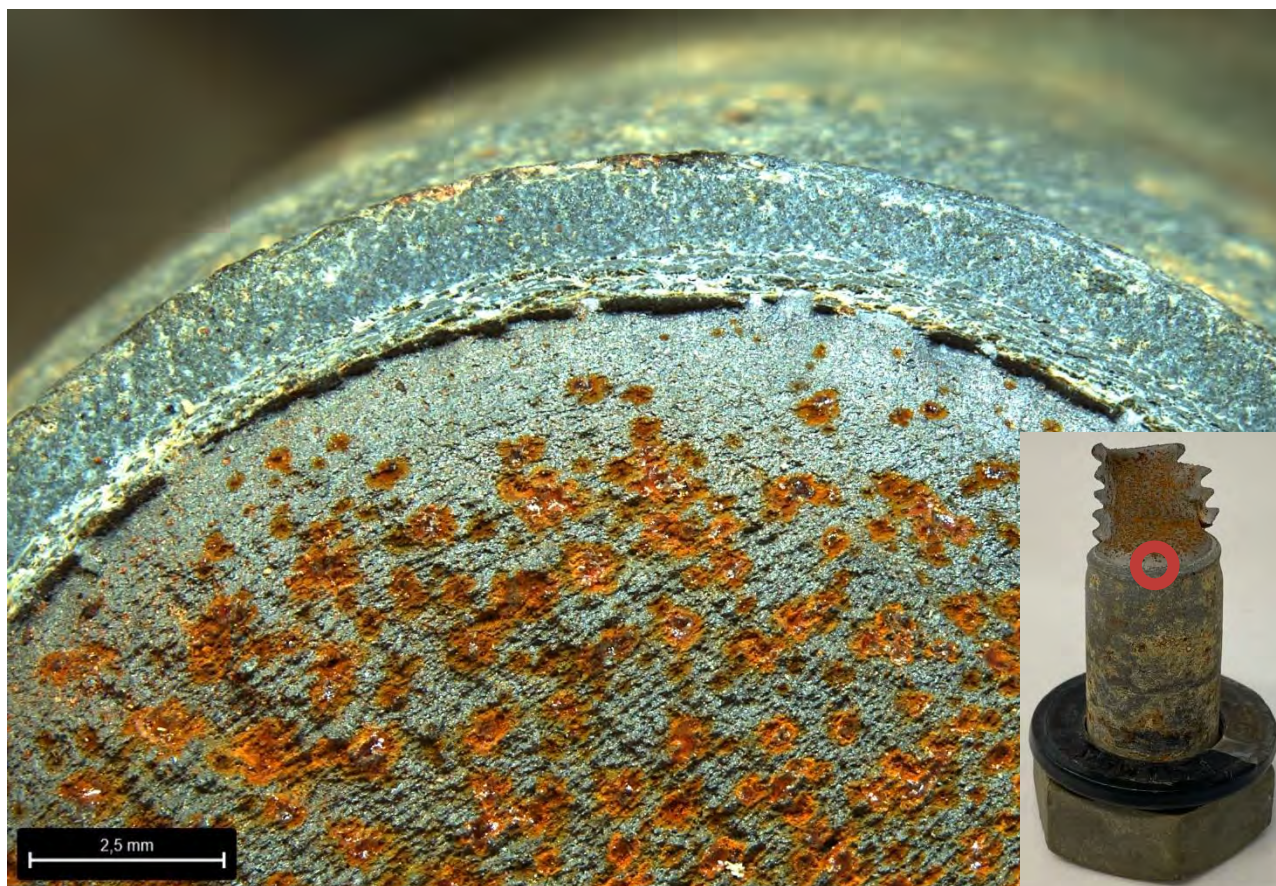
Figur 154 viser begge sider av bolten samt bruddflata. Bolten har gått til brudd omtrent på samme sted som de andre M27 boltene nedstrøms ved knutepunkt 29. Denne bolten skiller seg imidlertid ut ved at mutteren ikke sitter på bolten. Undersøkelse av gjengene tyder på at mutteren er dratt av bolten ved en aksial kraft under kollapsen. Bolten har deretter fått et duktilt brudd som følge av skjærkrefter mellom de to delene den har sammenføyd. Bruddmekanismen er derfor noe forskjellig fra de andre M27 boltene som er funnet, men heller ikke denne bolten viser tegn til utmatting eller forsprøying. Vi har ingen holdepunkter for å påstå at mutteren manglet før kollapsen.



Figur 154. Bolt B-8-6, M27 type 10.9 funnet i knutepunkt 29 nedstrøms

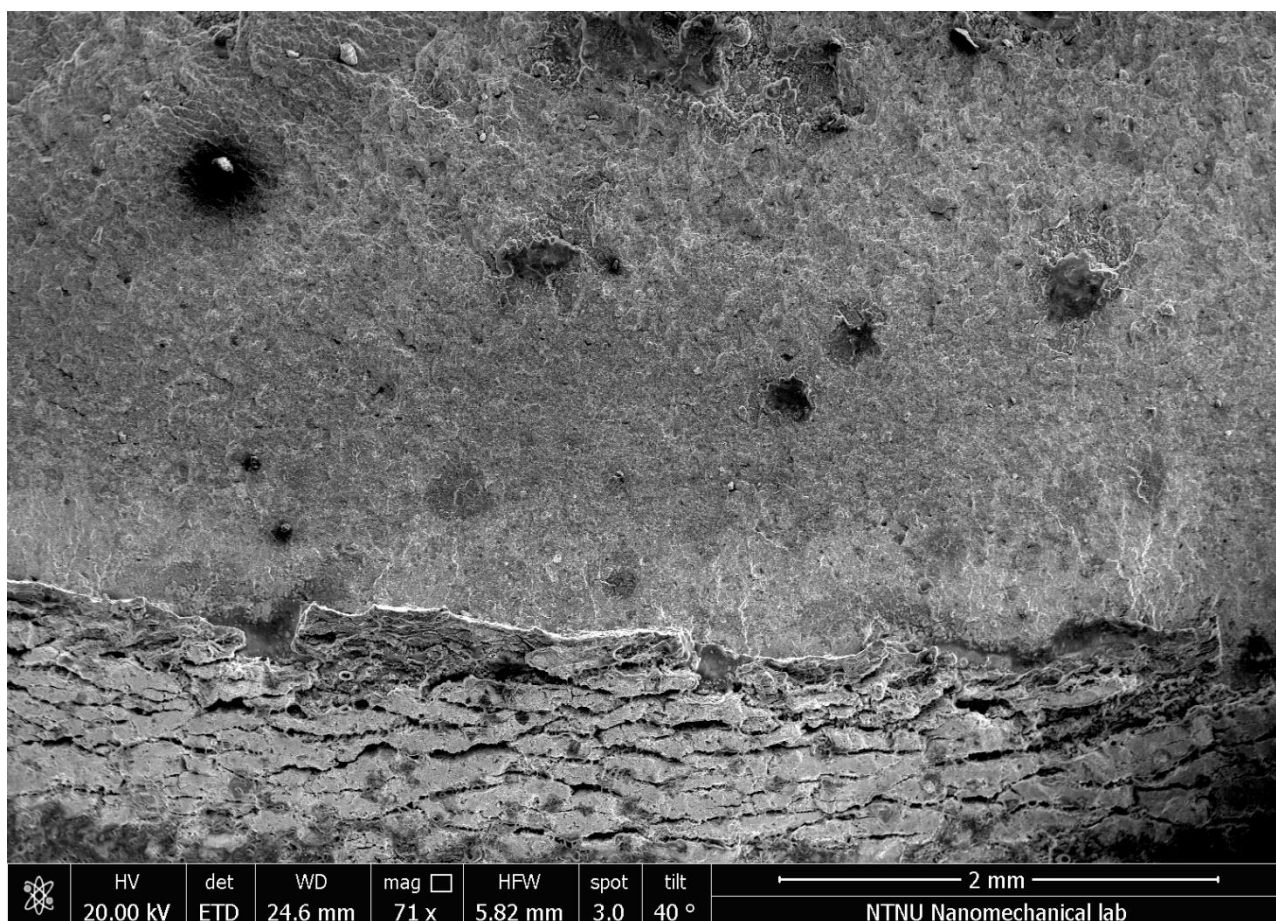
G.4.3 Bolt B-2.2, M27 type 10.9 funnet i knutepunkt 29 nedstrøms

Figur 155 viser bruddflaten på initieringssiden på Bolt B-2.2 funnet nedstrøms ved knutepunkt 29, som er en M27 bolt av type 10.9. Bildet viser varmforsinkingen i gjengepartiet, et bånd ytterst i bruddflaten uten korrosjon som har vært katodisk beskyttet av sinkbelegget, og korrosjonsflekker innover i bruddflaten. Bruddflaten har et typisk duktilt utseende og viser ingen tegn til utmatting i forkant av bruddet.

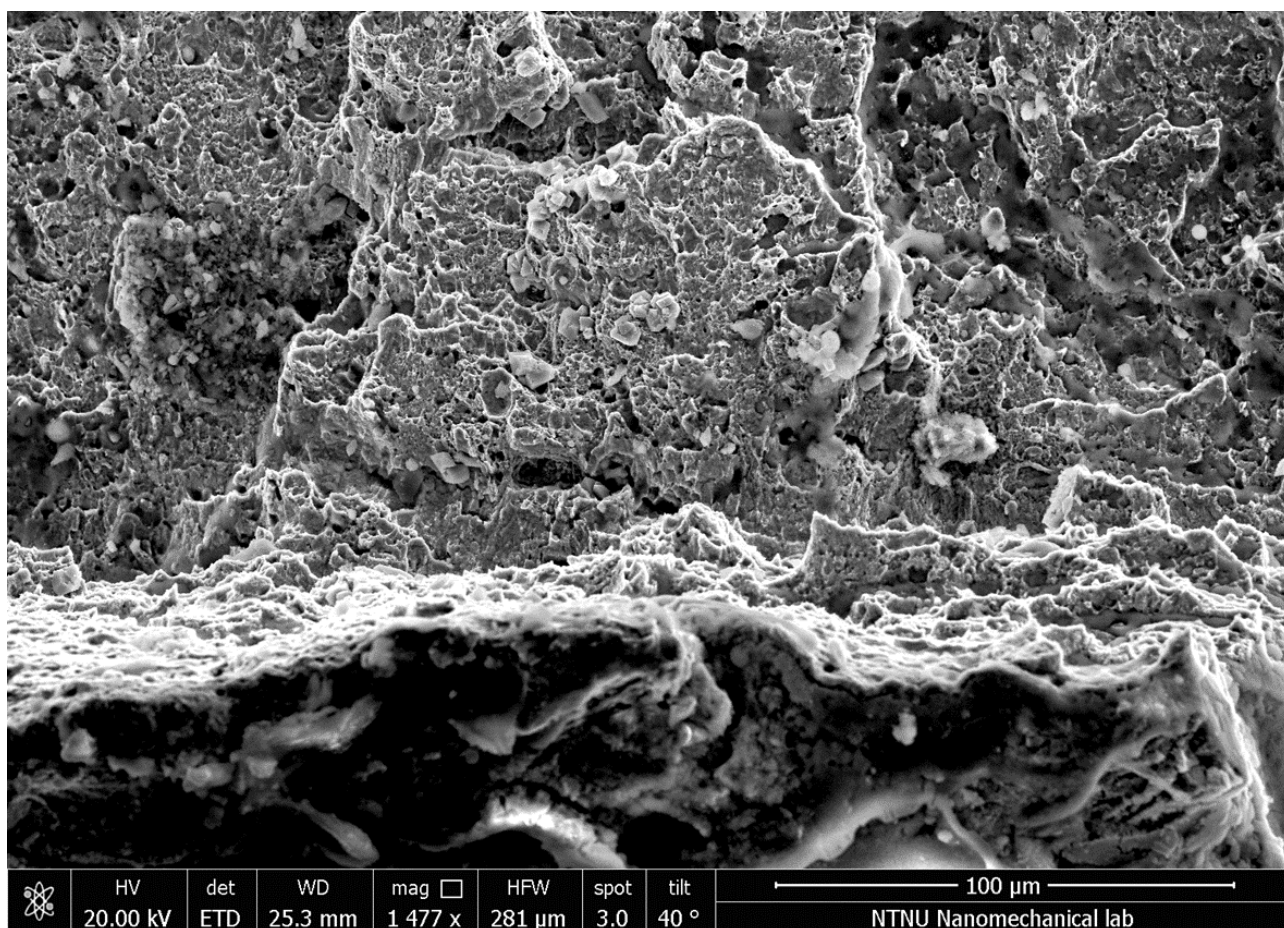


Figur 155. Bruddflaten på initieringssiden av Bolt B-2.2 (M27 type 10.9 funnet i knutepunkt 29 nedstrøms) undersøkt i stereomikroskop.

Figur 156 viser samme bolt og samme område som i Figur 155, men bildet er tatt i elektronmikroskop med høyere forstørrelse. Figur 157 viser et område med enda høyere forstørrelse. Som i Figur 155 ser vi et duktilt brudd uten tegn til utmatting. Dimpler sees i bruddflata helt fra kanten av sinkbelegget.



Figur 156. Bruddflaten på initieringssiden av Bolt B-2.2 (M27 type 10.9 funnet i knutepunkt 29 nedstrøms) undersøkt i elektronmikroskop.

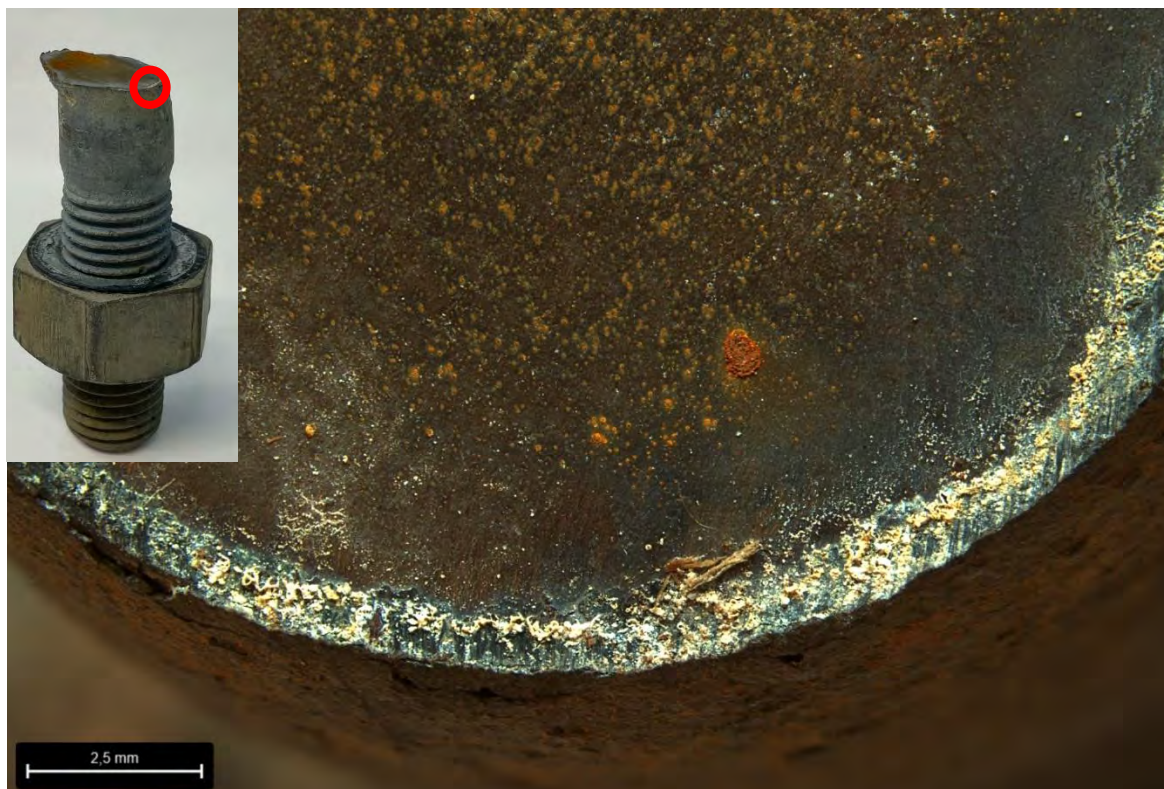


Figur 157. Detaljer i bruddflaten fra Figur 156. Bildet viser dimpler i bruddflata helt fra sinkbelegget, typisk for duktile brudd.

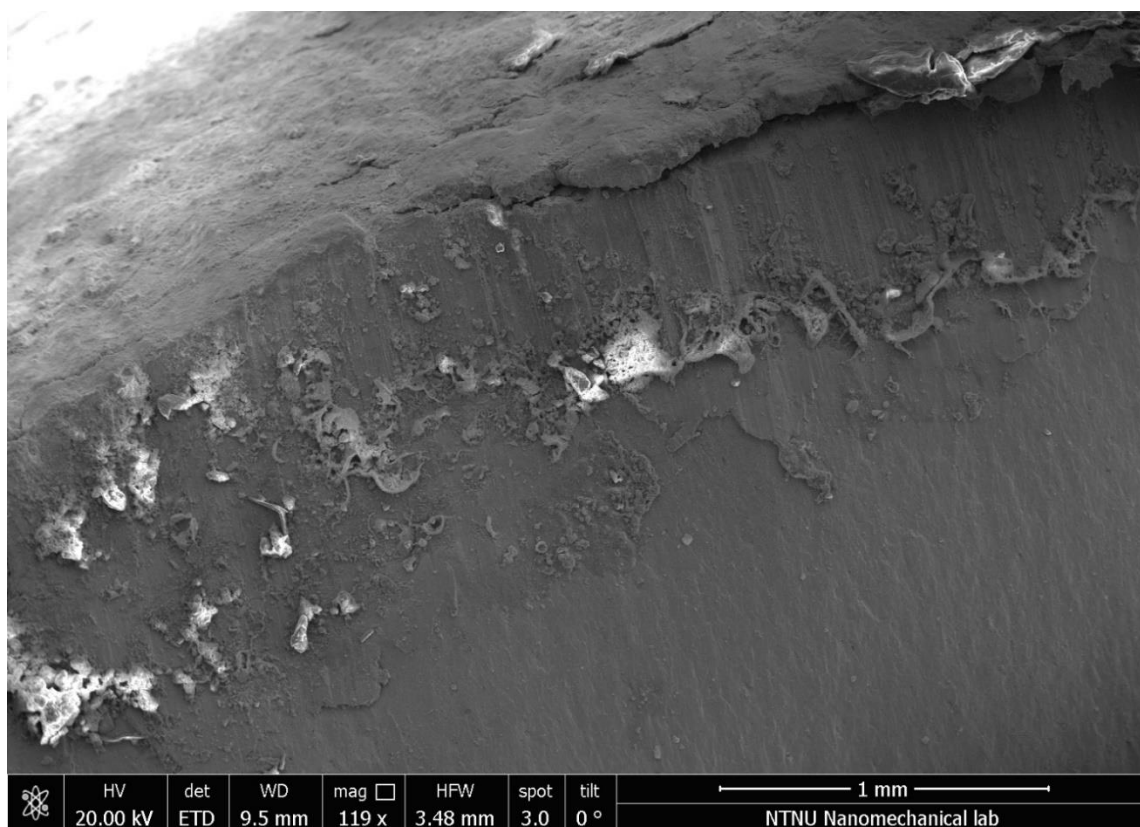
G.4.4 Bolt B-4.3, M24 type 8.8 funnet i elva nedstrøms ved akse 3

Figur 158 viser bruddflaten på initieringssiden av Bolt B-4.3, som er en M24 bolt av type 8.8 funnet i elva, nedstrøms for akse 3. Bildet viser hvite korrosjonsprodukter av sink i gjengepartiet, samt noen hvite partikler av sinkoksid innover bruddflata trolig forårsaket av sink som er klint utover under bruddet. Bruddflata er brun av rust etter oppholdet i elva. Bildet viser ingen tegn til utmatting i forkant av bruddet.

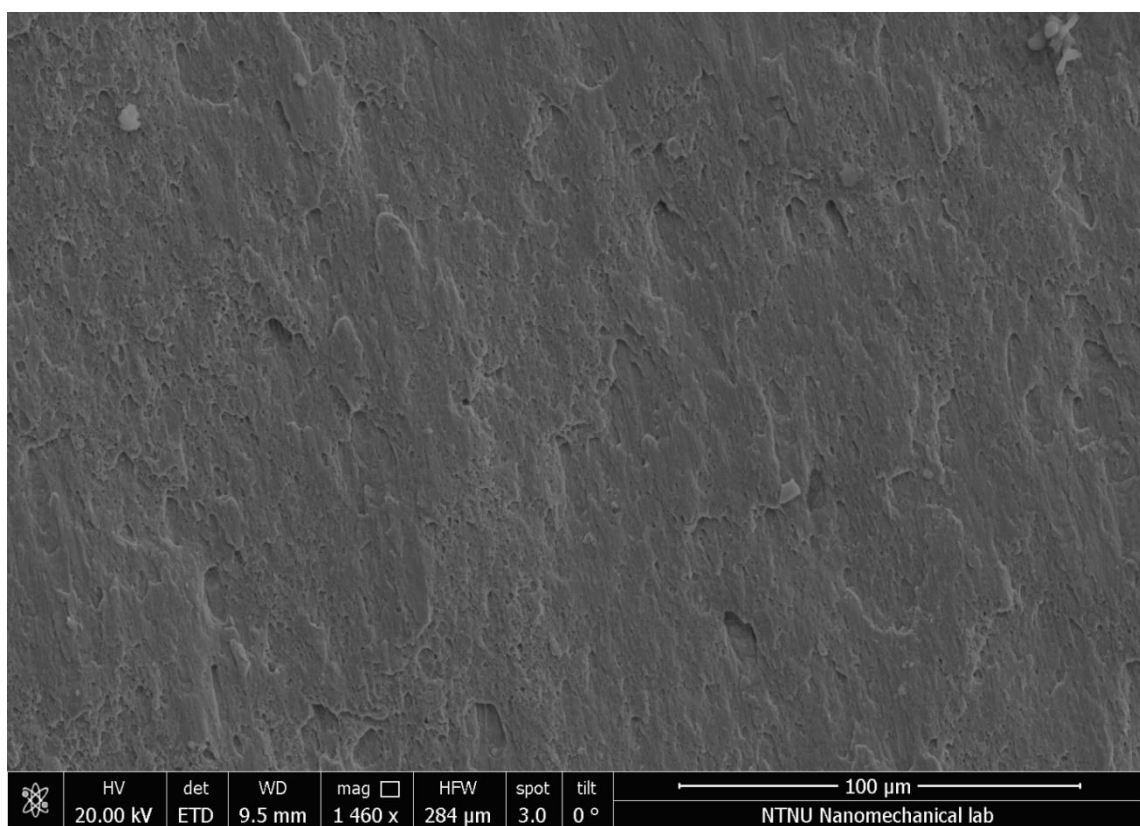
Figur 159 og Figur 160 viser bilde fra elektronmikroskop av det samme området. Bildet viser et typisk skjærbrudd, duktil oppførsel og ingen tegn til utmatting.



Figur 158. Bruddflaten på initieringssiden av Bolt B-4.3 (M24 type 8.8 funnet i elva nedstrøms ved akse 3).



Figur 159. Bruddflaten på initieringssiden av Bolt B-4.3



Figur 160. Detalje fra bruddflata i Figur 159. Dimplene er deformert av skjærkreftene under bruddet, og viser en duktil oppførsel.

G.4.5 Mengde rust på boltene og tidspunkt for brudd

Boltene som er mottatt har ulike mengder rust på bruddflatene. Man kan derfor tenke seg at de boltene som har mer rust kan røket på et tidligere tidspunkt og hatt mer tid til å utvikle rust. Figur 161 viser korrosjonsangrep på Bolt B-2.4 og B-2.2. B-2.4 har vesentlig mer korrosjon enn B-2.2, hvilket kan tolkes som at bruddet er eldre. Begge boltene ble funnet i knutepunkt 29, nedstrøms på undergurten. Det er imidlertid flere ting som kan påvirke mengde rust som dannes, for eksempel

- om den aktuelle overflata er orientert opp eller ned, slik at det kan samles vann på overflata
- sollys/skygge som påvirker tørking
- bruddflatas mikrostruktur

Vi kan derfor ikke si at det ene bruddet er eldre enn det andre basert på mengden rust på bruddoverflata.



Figur 161. Korrodert bruddflate på Bolt B-2.4 og B-2.2

G.5 Bilder av mottatte bolter

Beslag nr.	Bilde	Materiale Dimensjon	Funnsted	Brudd
B-1		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Nedstrøms	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt
B-2.1		M27 10.9 bolt Varmforsinket	Knutepunkt 29 Nedstrøms	Brudd som følge av strekke/bøye krefter Duktilt
B-2.2		M27 10.9 bolt Varmforsinket	Knutepunkt 29 Nedstrøms	Brudd som følge av strekke/bøye krefter Duktilt
B-2.3		M27 10.9 bolt Varmforsinket	Knutepunkt 29 Nedstrøms	Brudd som følge av strekke/bøye krefter Duktilt

Beslag nr.	Bilde	Materiale Dimensjon	Funnsted	Brudd
B-2.4		M27 10.9 bolt Varmforsinket	Knutepunkt 29 Nedstrøms	Brudd som følge av strekke/bøye krefter Duktilt
B-3		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Oppstrøms	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt
B-4.1		M27 10.9 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Nedstrøms I elva	Brudd som følge av strekke/bøye krefter Duktilt

Beslag nr.	Bilde	Materiale Dimensjon	Funnsted	Brudd
B-4.2		M27 10.9 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Nedstrøms I elva	Brudd som følge av strekke/bøye krefter Duktilt
B-4.3		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Nedstrøms I elva	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt
B-6.1		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Oppstrøms I elva	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt

Beslag nr.	Bilde	Materiale Dimensjon	Funnsted	Brudd
B-6.2		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Oppstrøms I elva	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt
B-6.3		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Oppstrøms I elva	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt
B-6.4		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Oppstrøms I elva	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt

Beslag nr.	Bilde	Materiale Dimensjon	Funnsted	Brudd
B-6.5		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Oppstrøms I elva	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt
B-6.6		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Oppstrøms I elva	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt
B-8.1		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Nedstrøms I elva	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt

Beslag nr.	Bilde	Materiale Dimensjon	Funnsted	Brudd
B-8.2		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Nedstrøms I elva	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt
B-8.3		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Nedstrøms I elva	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt

Beslag nr.	Bilde	Materiale Dimensjon	Funnsted	Brudd
B-8.4		M24 8.8 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Nedstrøms I elva	Skjærbrudd mellom tverrbærer og knutepunkt Duktilt
B-8.5		M27 10.9 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Nedstrøms I elva	Brudd som følge av strekke/bøye krefter Duktilt
B-8.6		M27 10.9 bolt Varmforsinket	Akse 3 Knutepunkt 31 Nedstrøms I elva	Mutteren er trolig revet av gjengene. Bolten er deretter trolig knekt av skjærkrefter mellom knutepunkt og tverrbærer.

H Vedlegg: Tekniske undersøkelser i forkant av kollaps

H.1 Innledning

I de følgende kapitlene presenteres tekniske undersøkelser, med tilhørende resultater og konklusjoner, som Havarikommisjonen og faggruppen har arbeidet med i tilknytning til kollapsen av Tretten bru.

H.2 Mulige svekkelser og mulige årsaker til svekkelser i forkant av kollaps

Havarikommisjonen har gjennom undersøkelsen ikke funnet, eller fått dokumenterte varsler om endringer av bruas tilstand i forkant av kollapsen. Alle varsler som har beskrevet en mulig svekkelse eller bevegelser ble varslet etter kollapsen. SHK har fulgt opp med tanke på å avdekke om det har vært noe konkrete hendelser som kan relateres til endret bevegelse av brua, mistenkelige lyder/smell fra området ved brua, og mistanke om at tunge kjøretøy har kjørt over brua rett i forkant av kollapsen. Følgende observasjoner ble meldt inn etter kollapsen:

- Et vitne kontaktet politiets operasjonssentral kl. 11:34 15. august 2022, og fortalte at hun to uker før brukollapsen hadde opplevd svikt i Tretten bru da hun kjørte over brua.
- SHK var i kontakt med tre personer som hver for seg beskrev noe som lignet «børsekkudd»/«fyrverkeri» komme fra området mot Tretten bru. Noen beskrev at lydene kom på kvelden på sommeren. Et annet vitne beskrev at det kom lyd fra brua søndag 7. august kl. 10:30-11:00.
- Det ble innvarslet tips om mulig tømmertransport som hadde kjørt over brua før kollapsen, og mistanke om en spesialtransport med en 200 tonn tung transformator kort tid i forveien av kollapsen. SHK har utført flere intervjuer og undersøkelser relatert til dette, og undersøkelsene har ikke resultert i dokumentasjon og/eller bevis som understøtter disse tipsene.

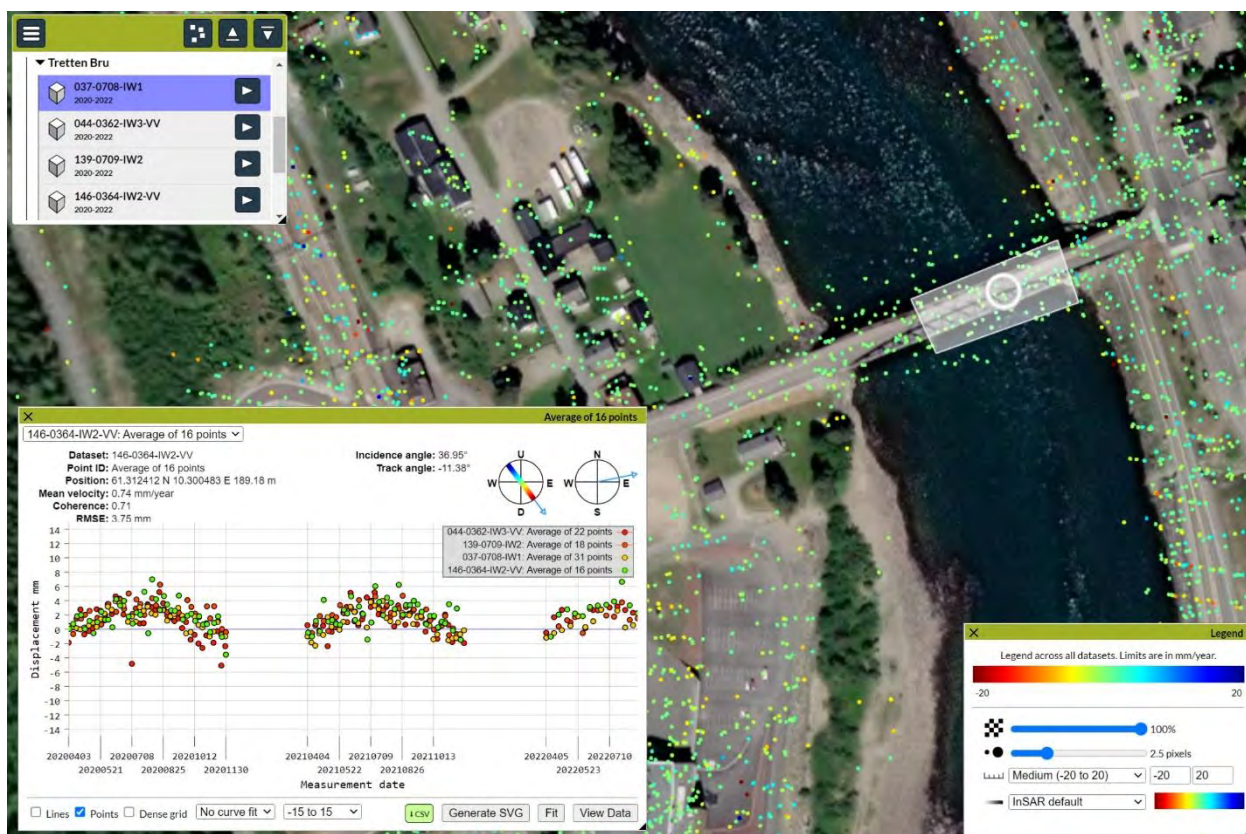
Havarikommisjonen forespurte aktører som holdt til på vestsiden av brua om frekvens på vogntogtrafikk og last. Dette er beskrevet i eget kapittel om trafikkdata. Tine Meierier som holder til på vestsiden av Tretten bru ble spurt det var innrapportert noen forhold ved brua i forkant, og svarte:

"Ellers er det av våre 115 ansatte, ca. 80% som hadde brua som arbeidsvei hver dag, hvorav ca. 20 stk. til fots eller sykkel. Jeg har ikke registret noen bekymringsmeldinger fra noen av disse om tilstanden til brua"

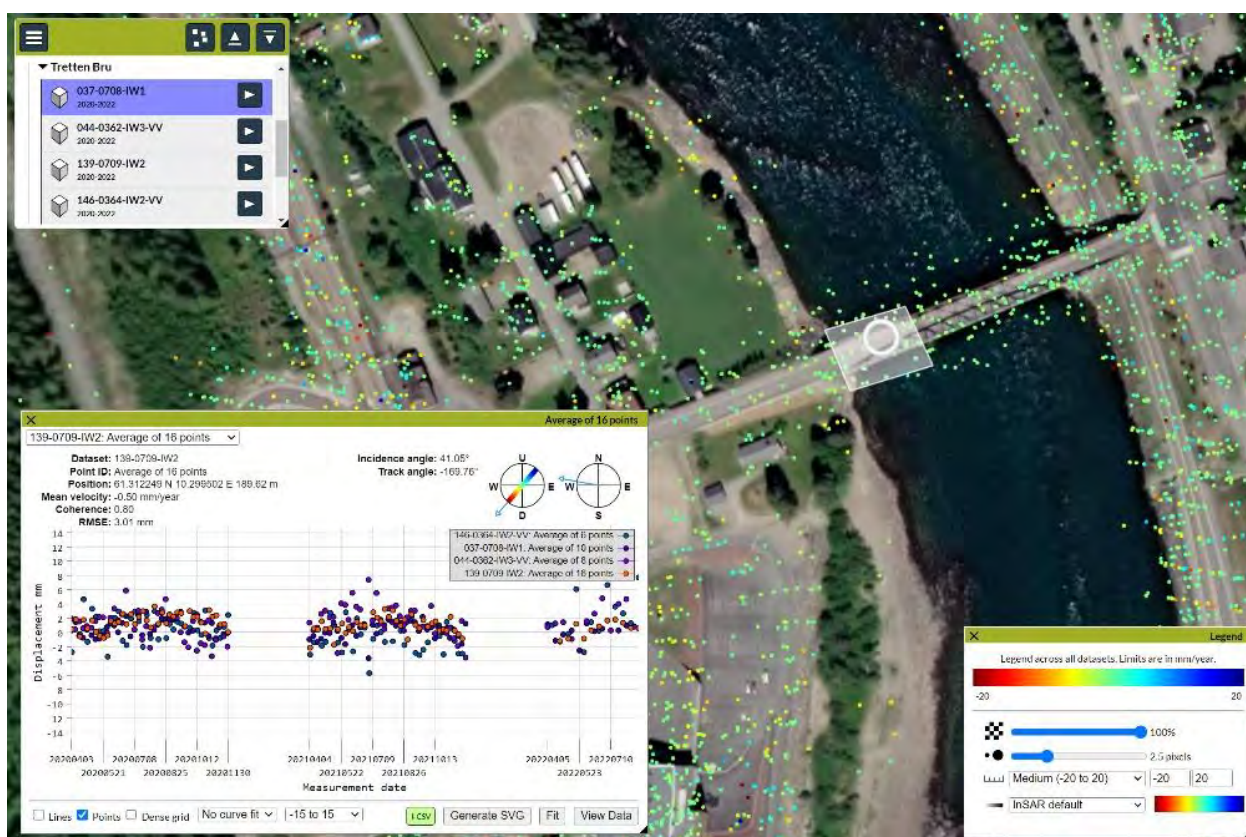
H.3 Geologiske undersøkelser

Norges Geologiske Undersøkelse (NGU) ble, på oppfordring fra Statens vegvesen, kontaktet for å undersøke om man kunne se på radarmålinger om det hadde vært endringer på brua fra 2020 frem til kollaps. Det ble opprettet et eget prosjekt på radarmålinger fra satellitter (InSAR Norge) på dette. Hovedkonklusjonen er som følger:

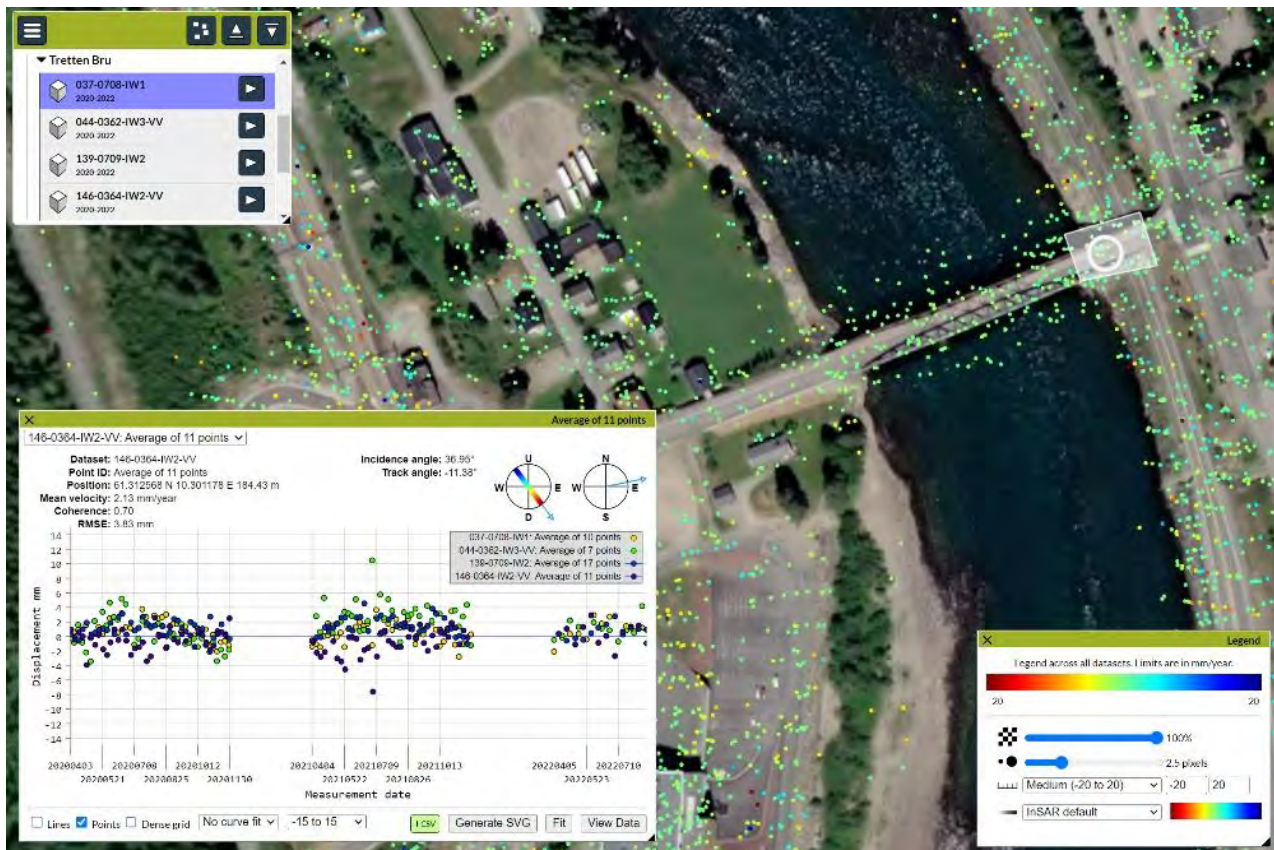
«De følgende tre figurene viser deformasjonshistorien for tre segmenter av brua. I midtpartiet, mellom de to pilarene, er det et sesongmønster som sikkert skyldes termisk ekspansjon. 2022-mønsteret ser ikke ut til å skille seg fra de foregående årene. Både i det østlige og det vestlige segmentet, mellom søylene og land, er den sesongmessige trenden mye lavere, eller ikke-eksisterende. Det er ingen bevis for unormal bevegelse i 2022, før kollapsen».



Figur 162: Deformasjonshistorie midtsegmentet. Kilde: <https://insar.ngu.no>



Figur 163: Deformasjonshistorie vestlig segment. Kilde: <https://insar.ngu.no>



Figur 164: Deformasjonshistorie østlig segment. Kilde: <https://insar.ngu.no>

H.4 Vekt og fartsskriverdata fra vogntoget som var på brua under kollaps

Vogntoget som stod igjen på var lastet med grov kalkdolomitt på lastebil og henger. Registrert egenvekt på lastebil med fører var 15 635 kg, og egenvekt på hengeren (boggikjerre) var på 5 950 kg. Kalkdolomitten var lastet opp 15. august 2022, kl. 0634. Det ble lastet 16,15 tonn på lastebil og 11,95 tonn på henger, til sammen 28,1 tonn. Dette tilsvarte da en lastebilsvekt på 31 785 kg, og hengervekt på 17 900 kg. Vogntogets totalvekt var på 49 685 kg.

Havarikommisjonen lastet ned fartsskriverdata fra vogntoget som stod igjen på brua etter kollapsen. Ca. 80 meter før stoppunktet kom vogntoget inn på Tretten bru. Før stopp hadde vogntoget etablert en hastighet på ca. 48 km/t. Snitthastighet fra målepunktet ca. 450 meter før nedbremsing var ca. 40 km/t, og dette er brukt videre som grunnlag for å kalkulere hvorvidt det fra målepunktet var mulig å vurdere om det kan ha vært flere vogntog på brua samtidig det siste døgnet før kollapsen.

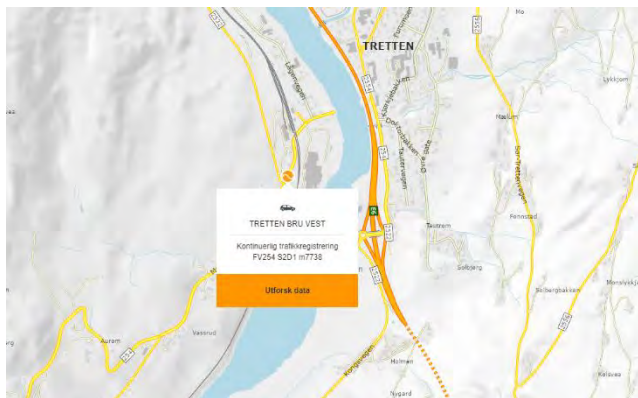
Vogntoget brukte rundt 6-7 sekunder på å kjøre de siste 55 meterne, som var avstanden fra diagonal 7 til sluttposisjonen med vogntogets front.



Figur 165: Hastighetsprofil til vogntoget frem mot sluttposisjon

H.5 Trafikkdata

TRETTE BRU VEST er en trafikkregistreringsstasjon langs Fv. 254 som kontinuerlig registrerte trafikk før og etter kollapsen. Målepunktet lå ca. 450 meter fra midt på Tretten Bru, vest for jernbanen, og registrerte trafikk i begge kjørefelt og sorterte denne i forskjellige lengdekategorier.



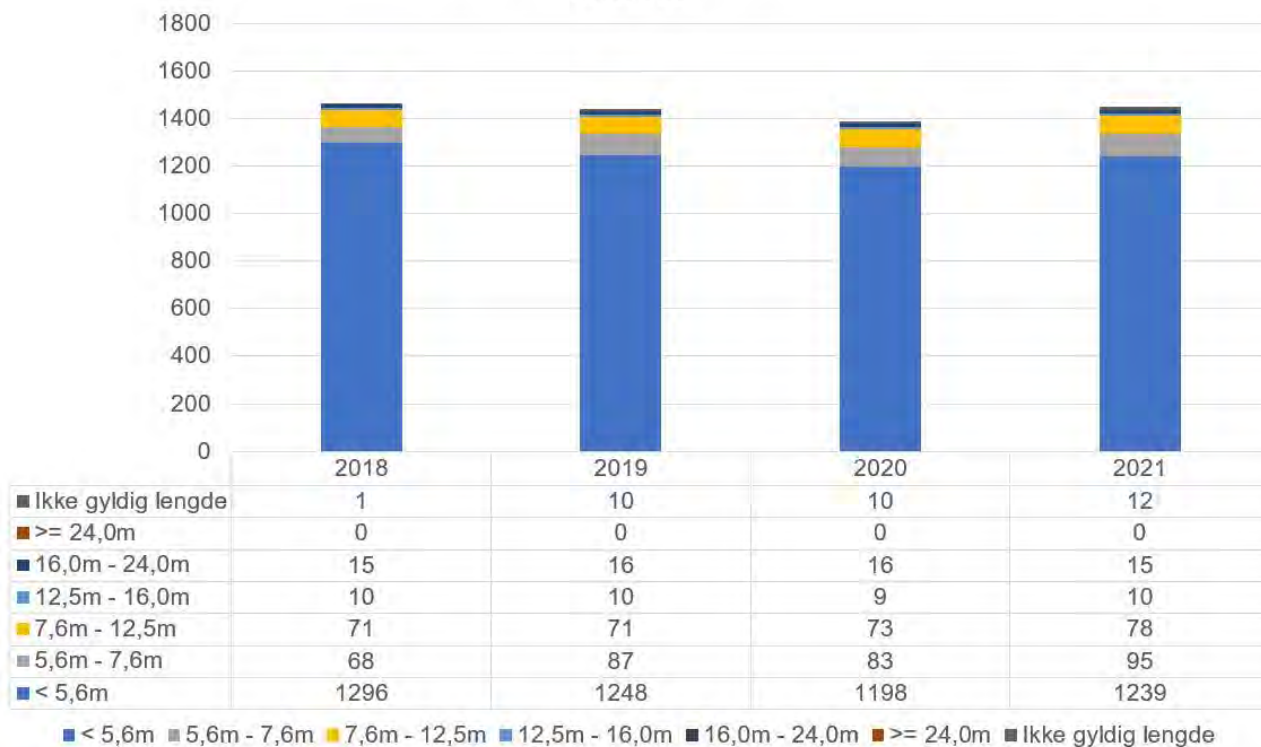
Figur 4: Tretten bru vest trafikkregistreringsstasjon.
Kilde: Statens vegvesen



Figur 166: Avstand fra trafikkregistreringsstasjon til midt på Tretten bru. Kilde: Statens vegvesen

Etter kollapsen hadde tellepunktet registrert en årsdøgntrafikk (ÅDT) på 1 449 i 2021, hvorav 637 kjøretøy (43 %) var kategorisert som "ikke gyldig lengde". Etter dialog med SHK, utførte Statens vegvesen en oppdatering av sorteringen (MSR, 20.10.2022). Dette medførte at antall kjøretøy med «ikke gyldig lengde» ble redusert til 12 kjøretøy (0,8 %) for 2021. Denne oppdateringen omfattet trafikkteiling og sortering over flere år. Kjøretøy klassifisert som «>=24,0 m», tilsvarte ca. 0,38 kjøretøy om dagen i 2021, og var ikke medregnet i ÅDT over dette året.

ÅDT Tretten Bru Vest 2018-2021



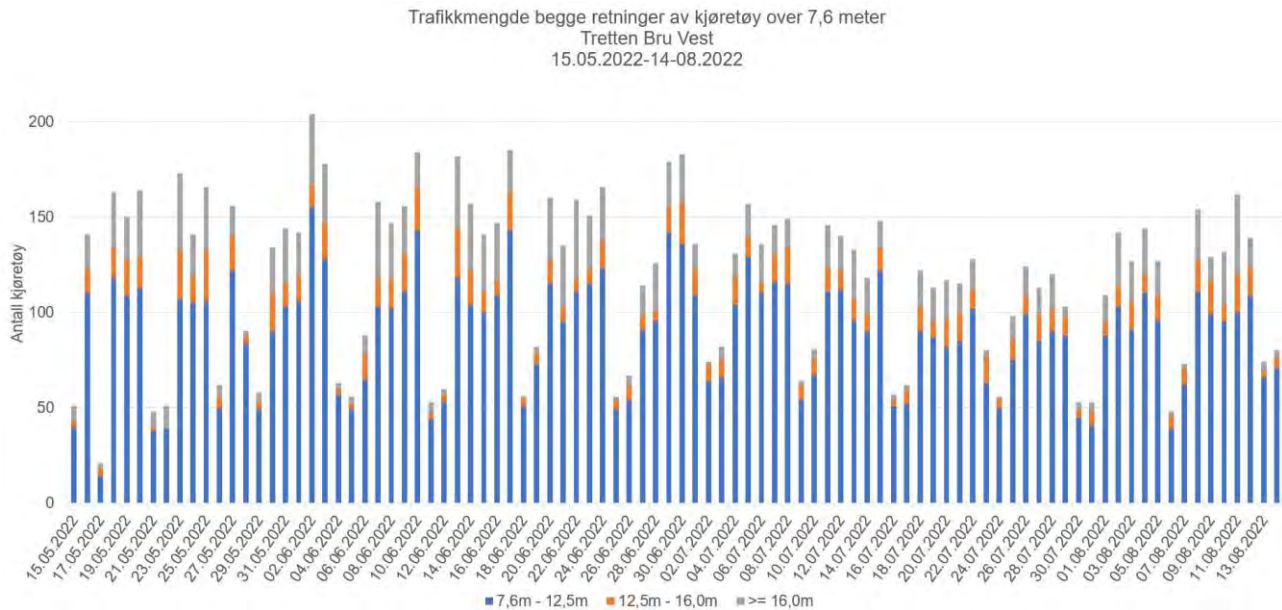
Figur 167: Årsdøgntrafikk Tretten bru Vest 2018-2021 Kilde Statens vegvesen

Trafikk som gikk til og fra Tine meierier, ble ikke registrert av trafikkregistreringsstasjonen. Tine Meierier informerte at de hadde tilkomst av ca. 20 vogntog om dagen i arbeidsdagene, noe som tilsvarte 40 passeringer over brua med vogntog. Halvparten av vogntogene kjørte tomme og halvparten fullastet over Tretten bru. Steinindustrien AS opplyste at de hadde ca. 3 lastebiler inn til sitt område i løpet av en vanlig arbeidsuke.

Trafikkgrunnlaget for 2021 ble lagt som grunnlag for utmattingsanalyser, sammen med spesialtransporter, ref. Vedlegg: Mulige årsaker til brudd i diagonalen.

H.5.1 Trafikkmengde sommeren 2022 (frem til og med 14. august 2022)

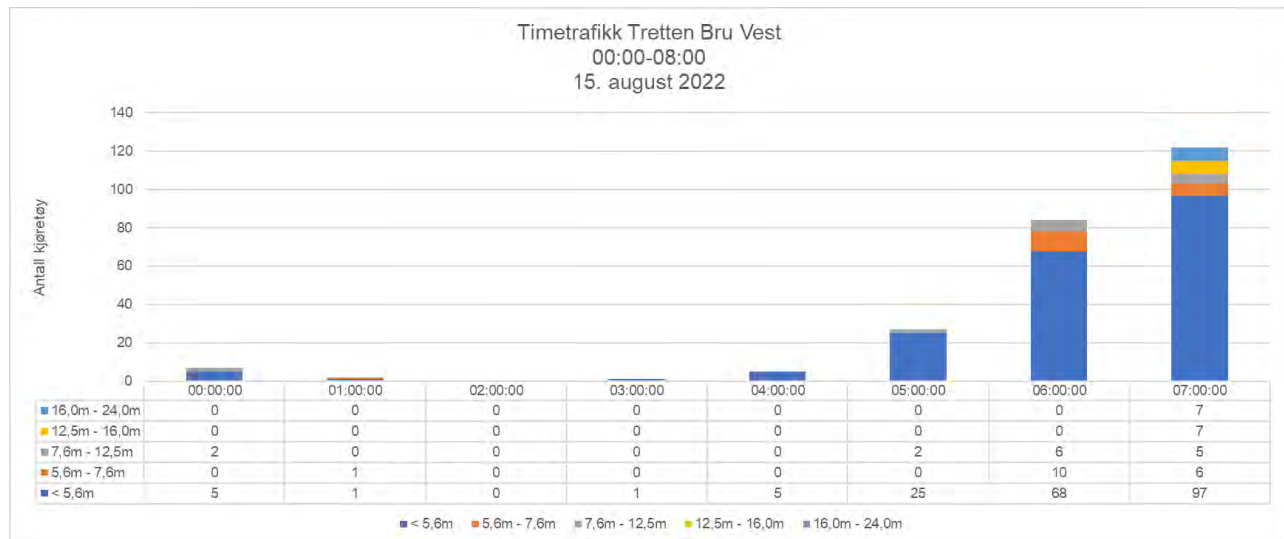
Fra 15. mai 2022 til og med 14. august 2022 var det varierende antall lange kjøretøy registrert ved brua.



Figur 168: Trafikkmengde Tretten bru vest 15.05.2022-14.08.2022

H.5.2 Timetrafikk 15. august frem til kollaps

Timetrafikken mandag 15. august fra midnatt frem til klokken 08:00 er vist i figuren nedenfor. Til sammen 7 kjøretøy med lengde over 16 meter var registrert i timen mellom 07-08, der kollapsen skjedde ca. 07:33



H.5.3 Vurdering av flere vogntog på Tretten bru samtidig 15. august 2022

Havarikommisjonen etterspurte detaljerte trafikkdata fra Tretten bru Vest, som gikk mer inngående på siste døgnets trafikk. SHK har utarbeidet en tabell med utgangspunkt i kjøretøy over 7,5 meter, tidsstemplet fra klokken 00:00 til klokken 08:59.

Dato	Tidsstempel	Kalkulert posisjon midt på bru (snittfart 40 km/t)	Kjøreretning	valid_length	Length (>7,5 meter)
15.08.2022	00:58:43	00:58:03	2	true	9,2
15.08.2022	00:58:55	00:58:15	2	true	8,2
15.08.2022	05:28:21	05:29:01	1	true	8,5
15.08.2022	05:39:33	05:38:53	2	true	8,7
15.08.2022	06:02:00	06:02:40	1	true	9,6
15.08.2022	06:09:20	06:08:40	2	true	9,9
15.08.2022	06:15:12	06:15:52	1	true	9,4
15.08.2022	06:27:01	06:27:41	1	true	9,3
15.08.2022	06:28:22	06:27:42	2	true	8,5
15.08.2022	06:58:33	06:59:13	1	true	9,1
15.08.2022	07:00:40	07:01:20	1	true	11,6
15.08.2022	07:00:42	07:00:02	2	true	16,6
15.08.2022	07:06:08	07:06:48	1	true	18,3
15.08.2022	07:08:25	07:09:05	1	true	10,3
15.08.2022	07:17:02	07:16:22	2	true	14,2
15.08.2022	07:17:12	07:17:52	1	true	15,7
15.08.2022	07:26:33	07:25:53	2	true	10,4
15.08.2022	07:29:44	07:29:04	2	true	14,6
15.08.2022	07:30:09	07:29:29	2	true	9,8
15.08.2022	07:32:23	07:33:03	1	true	15,9
15.08.2022	07:32:31	07:33:11	1	true	14,3
15.08.2022	07:33:01	07:33:41	1	true	20,2
15.08.2022	07:33:07	07:33:47	1	true	20,5
15.08.2022	07:35:41	07:35:01	2	true	19
15.08.2022	07:37:21	07:38:01	1	true	18,9
15.08.2022	07:38:32	07:39:12	1	false	30
15.08.2022	07:50:44	07:51:24	1	true	17,9
15.08.2022	07:52:47	07:52:07	2	true	15,9
15.08.2022	07:52:58	07:52:18	2	true	9,2
15.08.2022	07:54:40	07:55:20	1	true	14,2
15.08.2022	08:00:06	07:59:26	2	true	12,2
15.08.2022	08:03:27	08:02:47	2	true	8,1

Basert på data fra denne tabellen kan det ha vært fire kjøretøy med lengde over 16,0 meter på brua før kollaps (markert i gult). Fra midnatt frem til kollaps kan det ha vært fire situasjoner der det kan ha vært kjøretøy på over 7,5 meter samtidig på brua (markert i grønt). Det har vært bare en situasjon der kjøretøy kan ha møttes på brua.

H.6 Beskrivelse av tyngste spesialtransport over Tretten bru

20. april 2015 ble det innvilget en spesialtransport av ett pannhus (vekt 54 000 kg) over Tretten bru vestgående, med følgebil foran og bak i kjøreretning. Pannhuset var 4,5 meter bredt og totallengde av vogntoget med last var 29, 5 meter. Vogntoget bestod av en firakslet Volvo FH116 8x4 trekkbil, og en fem-akslet Faymonville mega-z-5h-v brønntilhenger. Egenvekt på vogntoget totalt var 42 940 kg, og med total last på 96 940 kg.