



Konstruksjonsanalyse av Hell Bru

Martin Haraldsønn Klevstad

Bygg- og miljøteknikk (2-årig)

Innlevert: juni 2015

Hovedveileder: Anders Rönquist, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for konstruksjonsteknikk



MASTEROPPGAVE 2015

FAGOMRÅDE: Prosjektering av konstruksjoner	DATO: 10.06.2015	ANTALL SIDER: 36
---	---------------------	---------------------

TITTEL:

Konstruksjonsanalyse av Hell Bru

Structural Analysis of Hell Bridge

UTFØRT AV:

Martin Klevstad

SAMMENDRAG:

Denne oppgaven omhandler en konstruksjonsanalyse av jernbanebroen som krysser Stjørdalselva på Hell. Det er en gammel fagverksbro av stål. Det blir undersøkt hvorvidt broen oppfyller kravene til funksjon og sikkerhet som er gitt i det gjeldende regelverk. Relevante bestemmelser i det tekniske regelverk vil bli gjennomgått.

Det er spesielt broens statiske egenskaper som analyseres, men enkelte dynamiske undersøkelser blir også gjort. Til hjelp i analysen er det etablert en numerisk modell. Det blir gjort rede for avveininger som er gjort i modelleringen. Modellen er kontrollert mot de laster som jernbanebroer skal være dimensjonert for.

FAGLÆRER: Førsteamanuensis Anders Rönnquist

VEILEDER(E): Førsteamanuensis Anders Rönnquist

UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk

Sammendrag

Denne oppgaven omhandler en konstruksjonsanalyse av jernbanebroen som krysser Stjørdalselva på Hell. Det er en gammel fagverksbro av stål. Det blir undersøkt hvorvidt broen oppfyller kravene til funksjon og sikkerhet som er gitt i gjeldende regelverk. Relevante bestemmelser i det tekniske regelverk vil bli gjennomgått.

Det er spesielt broens statiske egenskaper som analyseres, men enkelte dynamiske undersøkelser blir også gjort. Til hjelp i analysen er det etablert en numerisk modell. Det blir gjort rede for avveininger som er gjort i modelleringen. Modellen er kontrollert mot de laster som jernbanebroer skal være dimensjonert for.

Abstract

This thesis concerns the structural analysis of the railroad bridge that crosses the Stjørdal river at Hell. It is an old truss bridge built from steel. It will be examined whether the bridge fulfills the the current regulations with regard to functionality and safety. Relevant technical requirements will be accounted for.

The analysis will deal primarily with the static properties of the bridge, but some dynamic considerations will also be made. The analysis is performed with application of a numerical model. The considerations made during the establishing of the model will be accounted for. The model is subjected to the design loads for railroad bridges.

Forord

Denne rapporten er skrevet våren 2015 som en avsluttende masteroppgave på studieprogrammet Bygg- og miljøteknikk på NTNU under Institutt for Konstruksjonsteknikk.

Oppgaven tar for seg en strukturell analyse av den gamle stålbroyen Hell Bru på Nordlandsbanen ved hjelp av elementmetoden, og undersøker hvorvidt den oppfyller kravene i de gjeldende regelverk.

Jeg vil rette en stor takk til min veileder Anders Rönquist for all oppmuntring og faglig bistand i løpet av arbeidet med oppgaven. Jeg vil også takke Gunnstein Frøseth for Abaqusferdigheter og øvrig kunnskap.

Martin Klevstad
Trondheim, juni 2015

Innhold

1	Innledning	3
1.1	Bakgrunn.....	3
1.2	Problemstilling og omfang.....	3
1.3	Rapportens struktur	4
2	Modellering.....	5
2.1	Geometri og virkemåte.....	5
2.1.1	Bæresystem.....	5
2.1.2	Vertikaler.....	5
2.1.3	Knutepunkter	6
2.1.4	Øvrige tilpasninger fra fysisk til numerisk modell.....	7
2.2	Elementer	8
2.3	Materiale	8
3	Laster.....	10
3.1	Regelverk	10
3.2	Påføring.....	10
3.3	Permanent last	11
3.4	Trafikkklaster	11
3.4.1	LM71.....	12
3.4.2	SW.....	13
3.4.3	Tomme vogner	13
3.4.4	Akselerasjon og bremsing	14
3.4.5	Sentrifugalkraft.....	14
3.4.6	Slingrekraft	14
3.4.7	Eksentrisitet.....	14
3.4.8	Aerodynamiske effekter.....	15
3.4.9	Dynamisk tillegg	15
3.5	Vindlast.....	17
3.6	Lastfaktorer.....	18
3.7	Kombinering av laster	18
4	Analyse.....	20

4.1	Kontrolloverslag.....	20
4.1.1	Lagerreaksjoner.....	20
4.1.2	Snittkrefter	20
4.2	Egenfrekvens	21
4.3	Bruddgrense	22
4.3.1	Spenningskontroll.....	22
4.3.2	Kontroll av lastkombinasjoner	24
4.4	Bruksgrense	30
4.4.1	Nedbøyning	30
4.4.2	Dreining av dekket.....	31
4.5	Feilkilder	32
5	Avslutning.....	34
5.1	Konklusjon	34
5.2	Videre arbeid	34
6	Bibliografi	35

1 Innledning

1.1 Bakgrunn

På en jernbanestrekning er det langt mindre mulighet for omkjøring hvis det et sted blir stans i trafikken enn det som er tilfellet med vegtrafikk. Derfor kan det sies at en jernbanestrekning ikke er mer robust enn sitt svakeste ledd. Denne oppgaven handler om nettopp et av disse svakeste leddene, nemlig Hell bru fra 1900.

En bro representerer på mange måter det teknologiske utviklingsnivået fra tiden og stedet den ble bygget. Fra de eldste tider var det mest tilgjengelige og anvendelige materialet tre. Også stein har blitt brukt til å bygge broer i flere tusen år. Fra romernes videreutvikling av steinhvelvbroer skjedde det lite nyskapning innen brobygging frem til fagverket ble videreutviklet som bærende konstruksjon i renessansen. Med den industrielle revolusjon på 1700-tallet ble støpejern mer tilgjengelig som materiale for brobygging, og i løpet av 1800-tallet overtok stål som hovedmateriale. Siden montering av fagverk er arbeidskrevende og stål er forholdsvis dyrt har armert betong nå overtatt som dominerende for bruer med spenn på under 500 meter (1).

Hell bru på Nordlandsbanen er en parabelformet fagverkbru av stål, typisk for sin tid. Broen består av fem lignende spenn på 35 meter hver. Spennene er fritt opplagret, med fast lager på det sørlige landkar og pilar nummer 2 og 4 fra sør til nord. De to pilarene som har fast lager ble rundt 1999 forsterket horisontalt med stålrammer, som kan skimtes på Figur 1.1. Det er også blitt sveist på broen på 1990-tallet. Det har vist seg å ikke være heldig, da broen ikke er bygd av sveisbart stål og har fått antydning til sprekkdannelser.

Broen er dimensjonert for belastningstoget av 1899 og ble åpnet i 1902 av NSBs generaldirektør Hans Hein Theodor Nysom som en del av strekningen Hell – Levanger (2 s. 10). I årene som har gått siden den gang har antallet og størrelsen på togene som passerer broen økt betraktelig, og broen utsettes nå for langt større trafikkbelastning enn den opprinnelig var tiltenkt. Togene må derfor smyge seg over i 40 kilometer i timen, og broen har for lengst blitt en flaskehals på strekningen den betjener.

Derfor er en ny dobbeltsporet samvirkebro av stål og betong under oppføring. Jernbaneverket har av hensyn til isgangen i Stjørdalselva besluttet å rive den gamle stålbrosen når arvtakeren er på plass i 2018. (3) Det er likevel interessant å studere den, da det fremdeles er mange jernbanebroer fra samme periode som ligner, og noen sågar er bygd likedan, for eksempel broa over Helgåa i Værdal som ble åpnet i 1904. Denne oppgaven skal ta for seg hvordan Hell Bru står seg med dagens trafikkbelastning og krav til funksjon og sikkerhet.

1.2 Problemstilling og omfang

Det er først og fremst broens statiske egenskaper som skal undersøkes, men enkelte dynamiske beregninger vil også bli gjort. Til dette formålet skal det etableres en numerisk

modell. Det vil gjøres rede for hvilke avveininger som gjøres for at modellen skal representere den virkelige broen på en realistisk måte.

Modellen skal kontrolleres opp mot de krav som er beskrevet i det gjeldende regelverk. De lastene som jernbanebruer skal dimensjoneres for skal derfor gjennomgå og påføres modellen.



Figur 1.1 Hell Bru over Stjørdalselva. Foto: Jernbaneverket

1.3 Rapportens struktur

Kapittel 2 beskriver broens virkemåte og etableringen av en numerisk modell, og redegjør for en del av valgene som er gjort i modelleringen.

Kapittel 3 tar for seg de lastene en jernbanebro skal dimensjoneres for. De lastene som virker på Hell Bru beregnes i dette kapitlet.

Kapittel 4 omhandler analysen av broen. Modellen påføres lastene fastsatt i kapittel 3 i de foreskrevne kombinasjoner og kontrolleres i brudd- og bruksgrensetilstand. Mulige feilkilder drøftes også i dette kapitlet.

Kapittel 5 inneholder oppsummering av oppdagelser fra de foregående kapitlene, avsluttende bemerkninger om broens tilstand og forslag til videre arbeid.

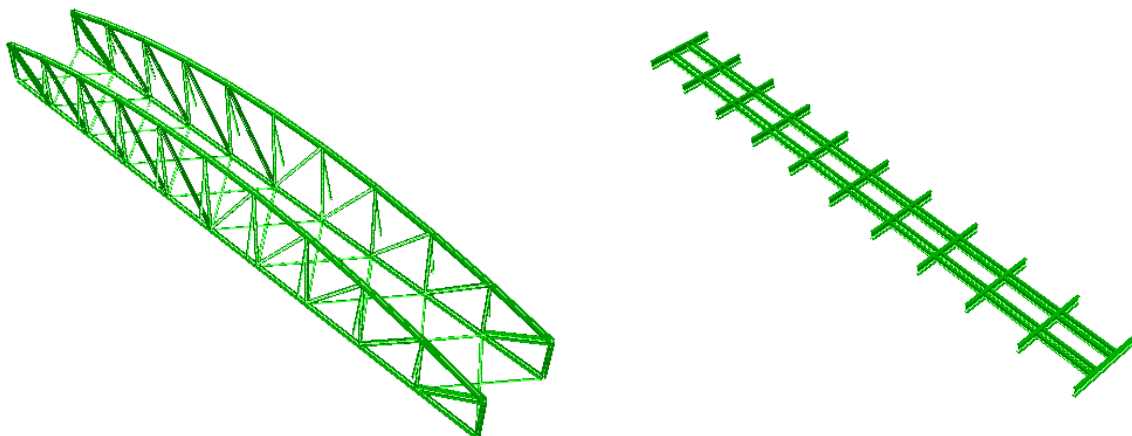
2 Modellering

Broen er modellert i Abaqus CAE ut ifra arbeidstegninger fra 1900. Abaqus er et elementanalyseprogram utviklet av franske Dassault Systèmes. Tegningene finnes i vedlegg 3. Ettersom alle fem spennene er likt konstruert, uavhengige og fritt opplagte var det for de fleste formål tilstrekkelig å modellere ett spenn på 35 meter.

2.1 Geometri og virkemåte

2.1.1 Bæresystem

Broens hovedbæresystem består av bæreveggene og vindkryssene, som er konstruert som fagverk. Disse komponentene tar altså opp lastene hovedsakelig som trykk og strekk. Det fremgår av tegningsgrunnlaget at senterlinjene i hvert knutepunkt skjæres i samme punkt for at det ikke skal oppstå momenter. Dette er forsøkt ivaretatt i modellen.



Figur 2.1 To samarbeidende bæresystemer

I tillegg til bæreveggene og vindavstivningen kommer langbærerne og tverrbærerne, som tar opp lastene som bøyning og skjær. Broen har doble langbærere, altså to langbærere under hver skinne. Disse fører trafikklaster til tverrbærerne, som opptrer med 3,5 meters mellomrom og fører lasten videre ut til bæreveggene.

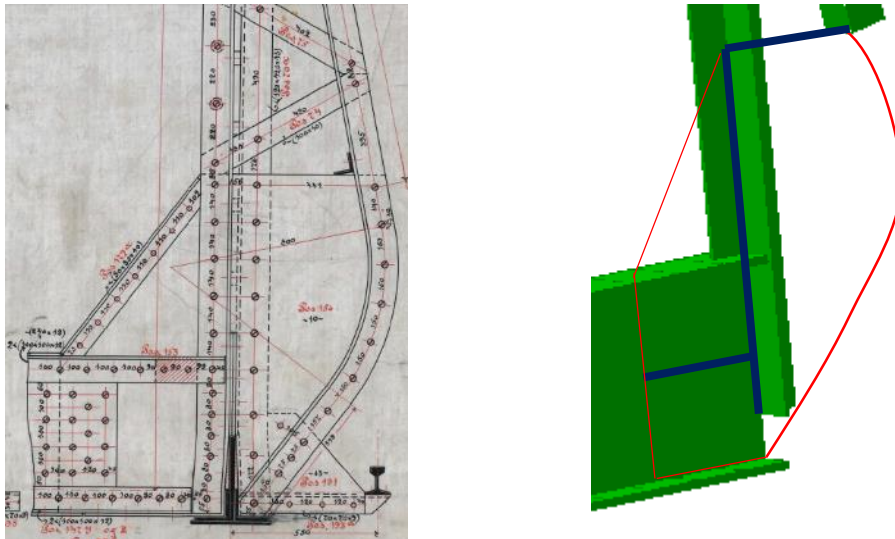
2.1.2 Vertikaler

Bæreveggenes vertikaler er bygd som fagverksøyler. I sammenføyningen til tverrbærerne er de forsterket med stålplater, som vist i Figur 2.2. Dette systemet tar innspenningsmomentet fra tverrbærerne opp som stavkrefter i vertikalenes fagverk.

Vertikalenes utførelse motvirker også sideveis forskyvninger av bæreveggene. Dette er viktig både for broens statiske og dynamiske egenskaper, spesielt siden broen har et åpent tverrsnitt og derfor er utsatt for slike deformasjoner.

Vertikalene er modellert svært forenklet, men på en måte som tilstreber å gjengi konstruksjonens virkemåte. Stålplatenes virkning er ivaretatt ved hjelp av *beam multipoint constraints*, som angir at et avgrenset område rundt forbindelsen er helt stivt. Vertikalenes fagverk er modellert som to staver som står skrått på hverandre, altså er de innvendige stavene omgått.

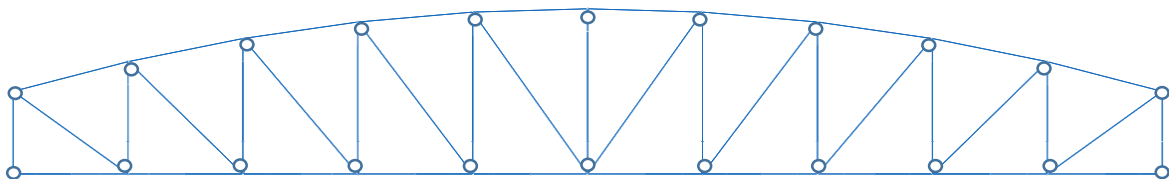
Idealiseringen av stålplatene som helt stive er ikke konservativ. Til gjengjeld er resten av vertikale forenklet på en svært konservativ måte. Til sammen forventes denne modelleringen å simulere konstruksjonens egenskaper på en tilnærmet og konservativ måte uten at modellen blir voldsomt komplisert.



Figur 2.2 Forbindelse mellom tverrbærer og vertikal, tegning og modell.
Rødt: Omriss av den utelatte platen. Blått: Stivt legeme.

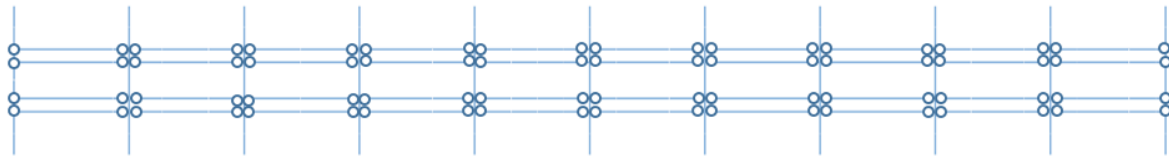
2.1.3 Knutepunkter

Betraktet som et ideelt fagverk ville alle staver i bæreveggene vært leddet i knutepunktene. Gurtene er imidlertid modellert som kontinuerlige. Ut fra hvordan knutepunktene er utformet, og det at broen er bygd med gjennomgående gurter, ble dette vurdert til å være mer virkelighetstro. Vertikaler og diagonaler er leddet i begge ender. Bæreveggens systemmodell vises i Figur 2.3.



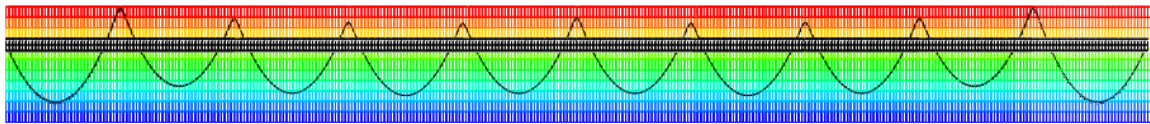
Figur 2.3 Systemmodell, bærevegg

Det er stiv forbindelse mellom vertikaler og tverrbærere, som beskrevet i avsnitt 2.1.2. Langbærerne er ikke kontinuerlige, men forbundet med tverrbærerne med kompakte naglegupper. Langbærere modelleres derfor som leddet forbundet til tverrbærerne, som vist i figur 2.4.

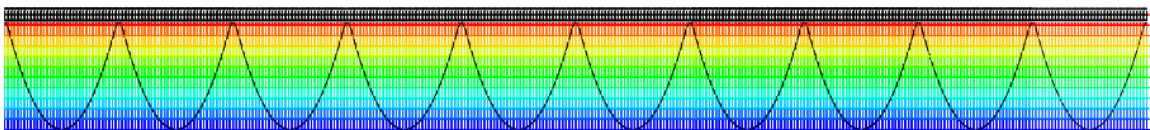


Figur 2.4 Systemmodell, dekke

Hvis langbærerne blir modellert som kontinuerlige kan hvert 3,5 meters spenn mellom tverrbærere betraktes som fast innspent i begge ender, noe som «løfter momentdiagrammet». De ytterste spennene blir imidlertid kun innspent i den innerste enden, som man ser på momentdiagrammet i Figur 2.5, og det blir høyere støttemoment over den nest ytterste langbæreren. Det er altså ikke konservativt med tanke på akkurat disse tverrbærerne å ledde langbærerne.



Figur 2.5 Momentdiagram til kontinuerlig langbærer med jevnt fordelt last



Figur 2.6 Momentdiagram til ikke kontinuerlig langbærer med jevnt fordelt last

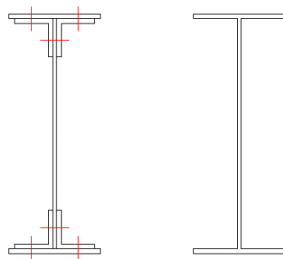
I denne analysen er langbærerne som nevnt ikke betraktet som kontinuerlige, så situasjonen blir som i Figur 2.6, med større absoluttverdier av momentene i langbærerne. Dette illustrerer noen av konsekvensene av å modellere med leddede forbindelser mellom langbærerne og tverrbærerne.

På grunn av urealistiske, ikke kontinuerlige og tilsynelatende helt vilkårlige deformasjoner av det leddede vindfagverket, som det i løpet av arbeidet med oppgaven ikke ble funnet noen forklaring på, måtte vindavstiverne defineres som momentstivt forbundet til undergurtene. Denne tilpasningen er ikke ideell, men har liten innvirkning på modellens oppførsel, da vindavstiverne i all hovedsak er aksielt belastet.

2.1.4 Øvrige tilpasninger fra fysisk til numerisk modell

I bæreveggenes knutepunkter er stavene naglet sammen via stålplater. Platene er utelatt i modellen. Det er lagt inn punktmasser i modellens knutepunkter for å ivareta massen av stålet som er neglisjert i modelleringen av disse områdene.

Broens komponenter er bygd opp av plater og vinkelprofiler som er klinket sammen til naglede tverrsnitt. I modellen er profilene representert som noe forenklete tilnærminger av de naglede tverrsnittenes geometri.



Figur 2.7 Eksempeltverrsnitt. Venstre: Naglet tverrsnitt.
Høyre: Forenklet modellert tverrsnitt.

2.2 Elementer

Modellen er bygd opp av bjelkeelementer, som er elementer hvor løsningen matematisk er redusert til å variere kun langs bjelkens akse. Modellen er altså tredimensjonal men elementene har én dimensjon i sitt lokale aksesystem.

Til bæreveggene og vindkryssene er det brukt bjelkeelementer med kubisk interpolasjon, kalt B33 i Abaqus. Disse følger klassisk Euler-Bernoulli-bjelketeori: Plane tverrsnitt normalt på bjelkeaksen forblir plane og normale på bjelkeaksen.

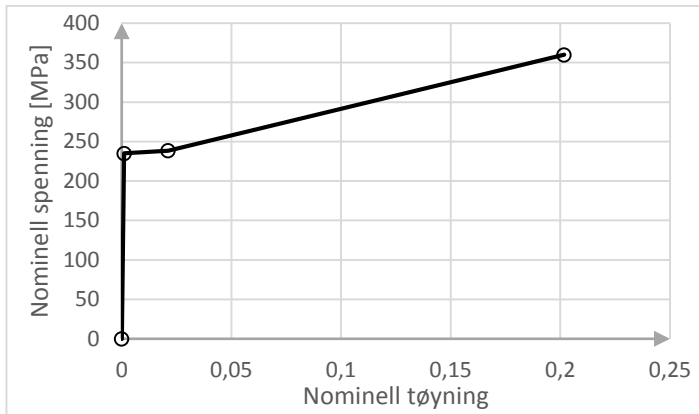
Ifølge Abaqus sin brukerveiledning bør tverrsnittsdimensjonene være mindre enn 1/15 av bjelkelengden for at skjærflexibilitet skal kunne neglisjeres (4). Langbærerene og spesielt tverrbærerene er høye og korte, og dermed betydelig utsatt for skjærdeformasjoner. Derfor er det i disse komponentene benyttet B31-elementer: romlige bjelkeelementer med lineær interpolasjon. Disse følger Timoshenko-bjelketeori og tar hensyn til skjærtøyninger.

Det er brukt mesh med global size (elementstørrelse) på 0,1. Tøyningsenergien (som konvergerer langsomt) er sammenlignet med analyse med global size på 0,01, og funnet tilnærmet lik. Det antas derfor at h-konvergens er oppnådd, og at meshen altså er tilstrekkelig fin (5 s. 271).

2.3 Materiale

Broen er bygd med stål kvalitet St37. Benevnelsen er fra utgått tysk standard og henspiller på bruddspenningen på 37 kg/mm². (6) Dette tilsvarer den kvaliteten vi i dag kaller S235. Stålet har som alltid elastisitetsmodul på 210 GPa.

I modellen er det angitt at materialet er lineært elastisk opp til flytegrensen, hvoretter det oppstår ikkelineære plastiske deformasjoner opp til den nominelle bruddgrensen på 360 MPa (7). Materialets plastiske egenskaper er sterkt idealiserte i modellen, så resultater fra simuleringer utenfor det elastiske området vil være mindre pålitelige. Materialoppførselen er definert med hjelp fra Recommended Practice-dokumentet «Determination of Structural Capacity by Non-linear FE analysis Methods» (8) fra DNV og fremgår av Figur 2.8:



Spenning σ_{nom}	Tøyning ϵ_{nom}
0	0
235 MPa	0,001
238,4 MPa	0,021
360 MPa	0,202

Figur 2.8 Spennings-/tøyningsforhold

Spenningsene og tøyningene i diagrammet er oppgitt som *nominelle* verdier. Det vil si at de legger til grunn det opprinnelige, udeformerte tverrsnittet. Abaqus opererer ifølge brukerveiledningens kapittel om uelastiske mekaniske egenskaper med *sanne* spenninger og tøyninger, som bruker det deformerte tverrsnittet, må disse verdiene ifølge brukermanualen regnes ut (9):

$$\sigma_{sann} = \sigma_{nom}(1 + \epsilon_{nom})$$

$$\epsilon_{sann} = \ln(1 + \epsilon_{nom})$$

Videre må de plastiske sanne tøyningene, uten den elastiske tøyningkomponenten, regnes ut:

$$\epsilon_{pl} = \epsilon_{sann} - \epsilon_{el} = \epsilon_{sann} - \frac{\sigma_{sann}}{E}$$

Verdiene som mates inn som materialets plastiske egenskaper i Abaqus blir dermed:

Flytespenning	Plastisk tøyning
235262976	0
243438641	0,0198
432617143	0,1817

Tabell 2.1 Plastiske tøyninger

I henhold til Jernbaneverkets tekniske regelverk brukes materialkoeffisienten $\gamma_{M1} = 1,10$ ved kontroll i bruddgrensetilstand. (10) Det er imidlertid brukt karakteristiske verdier i materialdefinisjonen, og materialkoeffisienten er heller tatt inn på lastsiden, slik at lastnivået tar høyde for både materialets og lastens sikkerhet. Dette er for at den samme modellen skal kunne brukes i alle grensetilstander uten å måtte endres.

3 Laster

3.1 Regelverk

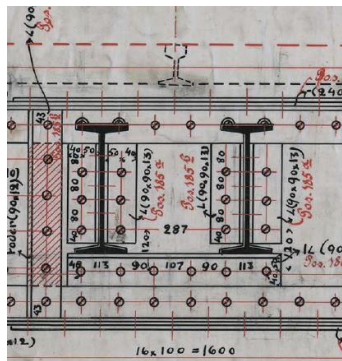
Kapittel 6 i EC1-2 utgjør regelverket for trafikklaster på jernbanebruer (11). Veiledning og tilleggsregler står i Jernbaneverkets tekniske regelverk bok 525 (10). De lastene regelverket foreskriver kan deles inn i følgende kategorier:

- Permanent last
- Trafikklaster
- Vindlast

Nærmere beskrivelse av disse lastene, hvordan de påføres i analysen og hvordan de kombineres i ulike kontroller, vil fremgå av dette kapitlet.

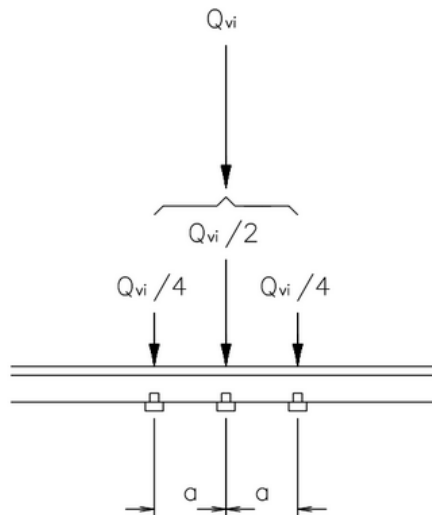
3.2 Påføring

Trafikklastene vil i praksis føres fra skinnene, gjennom svillene, til langbærerne. Herfra påføres de som punktlaster på tverrbærerne, som fører dem ut til bæreveggene. Siden skinner og sviller ikke er modellert påføres trafikklastene direkte på langbærerne i modellen. Dette regnes som en akseptabel tilnærming på grunn av skinnenes posisjon i forhold til langbærerne, vist i Figur 3.1.



Figur 3.1 Skinnene ligger rett over langbærerne.
Vertikale laster overføres uten at det oppstår betydelig moment i langbærerne.

En hjullast skal fordeles over 3 sviller som vist i Figur 3.2.



Figur 3.2 Langsgående fordeling av hjullast gjennom skinnen (10)

I analysen er hjullastene påført langbærerne som konsentrerte punktlaster, altså ikke i henhold til regelverket. Denne tilpasningen antas ikke å ha noen vesentlig innflytelse på resultatene, men gjør modelleringsarbeidet og håndteringen av lastene under analysen betraktelig enklere.

Enkelte horisontale laster på skinnene vil skape momenter på grunn av eksentrisitet fra langbærerne. Hvordan dette er håndtert vil bli kommentert i de lastene det gjelder sine respektive kapitler.

3.3 Permanent last

Stålet har egenlast på 7850 kg/m^3 og Abaqus beregner broens masse til 45176 kg . Broen har en del forbindelsesplater som ikke er inkludert i modellen. Disse er representert som punktmasser, etter overslagsberegning av stålplatenes størrelse. Punktmassene er ikke inkludert i den beregnede massen og utgjør til sammen 6200 kg . Til forskjell fra vanlige punktlaster påvirker punktmasser konstruksjonens egenfrekvens.

Øvrige permanente komponenter som sviller, skinner, rekkverk og kabelkanal skal gi en linjelast på $8,3 \text{ kN/m}$. Hell Bru har tresviller, som er lettere enn svillene som ligger til grunn for denne linjelasten. De permanente komponentene veier

$$8,3 \text{ kN/m} \cdot 35 \text{ m} / 9.81 \frac{\text{m}}{\text{s}^2} = 29613 \text{ kg}$$

Hvert spenn av broen veier altså 80989 kg inkludert alle permanente komponenter.

3.4 Trafikklast

I følge regelverket forårsaker trafikken på en jernbanebro følgende laster og effekter:

- LM71 / SW
- Tomme vogner
- Akselerasjon og bremsing
- Sentrifugalkraft
- Slingrekraft

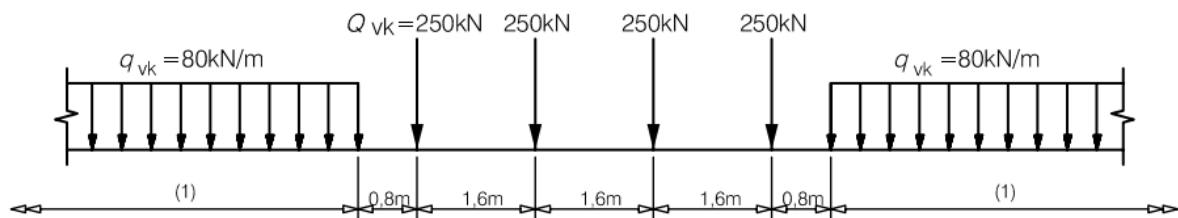
- Eksentrisitet av last
- Aerodynamiske effekter
- Dynamisk tillegg

I de neste avsnittene vil disse lastene og effektene beskrives, og beregnes for tilfellet Hell Bru.

3.4.1 LM71

Den første standardiserte lastmodellen for jernbanebroer ble innført i 1899. Hell bruk er dimensjonert etter denne (12), som er en etterligning av lastvirkningen fra et damplokomotiv etterfulgt av en kullvogn og et langt tog av vogner.

Siden da har lastmodellen blitt revidert en rekke ganger, vanligvis med større aksellaster. Den foreløpig siste og gjeldende lastmodellen, kalt LM71, representerer den statiske vertikale lasten av normal jernbanetraffikk på følgende måte:

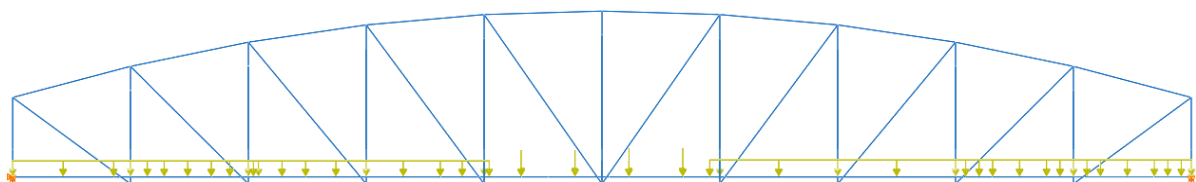


Key
(1) No limitation

Figur 3.3 Karakteristiske verdier av vertikale laster ifølge LM71 som beskrevet i EC1-2 6.3.2.

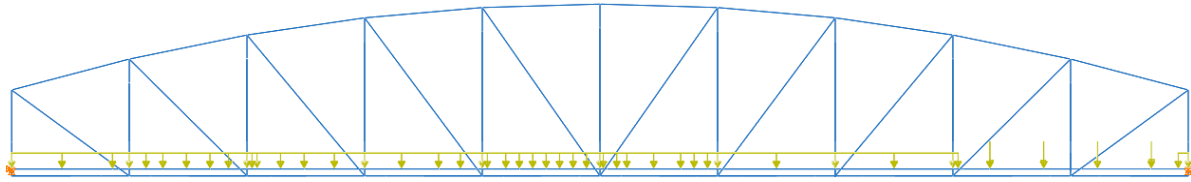
De karakteristiske lastene i LM71 skal ifølge NS-EN 1991-2 multipliseres med en faktor α som tar høyde for hvorvidt den aktuelle banen har lettere eller tyngre last enn normal jernbanetraffikk. I Norge har α verdien 1,33 på Østfoldbanen og 1,00 på øvrige baner inkludert Nordlandsbanen, hvor Hell bru befinner seg.

Punktlastene i LM71 skal plasseres mest mulig ugunstig. Med tanke på nedbøyning og aksialspenninger i over- og undergurt vil dette være midt i spennet, som i Figur 3.4.



Figur 3.4 Punktlaster midt i spenn

For tverrbærerne vil det være mer ugunstig å plassere punktlastene rundt den nest ytterste tverrbæreren, slik som i Figur 3.5.



Figur 3.5 Punktlaster ved nest ytterste langbærere

Hvorfor lastplasseringen i Figur 3.5. er spesielt interessant med tanke på tverrbærere vil bli forklart i avsnitt 4.3.1.

Begge disse alternative lastplasseringene vil inngå i analysen. Det kan tenkes at andre plasseringer er mindre gunstige for enkelte andre komponenter, men det vil ikke være praktisk gjennomførbart å undersøke alle mulige plasseringer og disse to antas uansett å være de mest kritiske.

3.4.2 SW

Lastmodellene SW/0 og SW/2 representerer den statiske effekten av spesielt tung jernbanetrafikk.

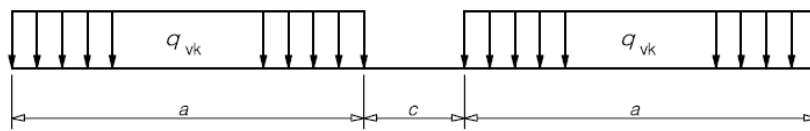


Figure 6.2 - Load Models SW/0 and SW/2

Table 6.1 - Characteristic values for vertical loads for Load Models SW/0 and SW/2

Load Model	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

Figur 3.6 Karakteristiske verdier av vertikal trafikklast, lastmodell SW/0 og SW/2 fra EC1-2 6.3.3.

SW/0 brukes som en komplementerende lastmodell til LM71. For bruer vil LM71 vanligvis gi størst lastvirkning i spennene og SW/0 ved opplagerområdene. (13)

SW/2 er en egen lastmodell for linjer som er beregnet for spesielt tung trafikk, for eksempel i forbindelse med gruvedrift, militær virksomhet eller tung industri. Den er ikke aktuell i dette tilfellet.

3.4.3 Tomme vogner

Enkelte kontroller skal utføres med trafikklasten av tomme vogner. Denne er en jevnt fordelt vertikal last på 10 kN/m.

3.4.4 Akselerasjon og bremsing

Virkingen av akselerasjon og bremsing på broen representeres av en jevnt fordelt last i langsgående retning på skinneoverkanten. Lastenes karakteristiske verdier for LM71 og SW/O er følgende:

Trekraft: $Q_{lak} = 33 \text{ kN/m} \cdot L(\text{m}) \leq 1000 \text{ kN}$

Bremsekraft: $Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m} \cdot L(\text{m}) \leq 6000 \text{ kN}$

Ettersom annethvert bro Pilar fungerer som glidelager må fastlagrene ta opp aksiallasten fra to spenn. Derfor regnes influenslengden som to ganger spennlengden, altså 70 meter.

$$Q_{lak} = 33 \text{ kN/m} \cdot 70 \text{ m} = 2310 \text{ kN} > 1000 \text{ kN}$$

$$Q_{lbk} = 20 \text{ kN/m} \cdot 70 \text{ m} = 1400 \text{ kN} < 6000 \text{ kN}$$

Regner videre med $Q_{lk} = 1400 \text{ kN}$.

Bremsekraften påføres modellen som en jevnt fordelt langsgående kraft på 5 kN/m på hver av de fire langbærerne og en punktlast på 175 kN på hver langbærer på den enden det er fast lager. Punktlastene representerer bremsekraften fra det tilstøtende spennet. Til sammen utgjør disse komponentene ganske riktig:

$$5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \cdot 35 \text{ m} \cdot 4 + 175 \text{ kN} \cdot 4 = 1400 \text{ kN}$$

På broer med gjennomgående ballast overføres en del av de langsgående kreftene til friksjonsmassene bak landkaret. Siden Hell Bru ikke har ballast overføres alle kreftene fra bremsing og akselerasjon gjennom brudekket til lagrene.

3.4.5 Sentrifugalkraft

Hvis sporet ligger i en horisontal kurve vil togtrafikken medføre horisontale sentrifugalkrefter som avhenger av togets masse og hastighet og kurvens radius. Sporet på Hell bru er rett, så sentrifugalkrefter vil ikke oppstå.

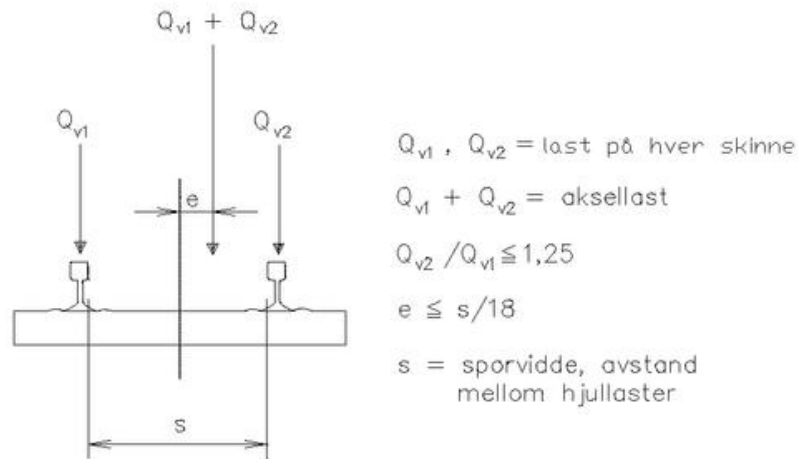
3.4.6 Slingrekraft

Slingrekraft er en konsentrert horisontal kraft $Q_{sk} = 100 \text{ kN}$ som virker normalt på overkant av skinneretningen for å ta høyde for uregelmessigheter i hjul og skinneganger.

Siden kraften påføres tverrbæreren i modellen vil armen fra tverrbæreren til skinnen skape et rotasjonsmoment. Armen er forholdsvis kort og svillene er festet til langbærerne med hakebolter på en måte som skal hindre momentoverføring. Derfor regnes slingrekraften for å angripe langbærerne direkte, og rotasjonsmomentet neglisjeres.

3.4.7 Eksentrisitet

Vertikale trafikklaster har ikke nødvendigvis tyngdepunkt midt mellom skinnene. Det skal derfor dimensjoneres for en sideforskjøvet last, ved at forholdet mellom hjullast på én aksel settes lik 1,25 : 1,00, slik som i Figur 3.7:



Figur 3.7 Last fra eksentrisk lastet aksel. (10)

En aksellast på 250 kN forskjøvet med en eksentrisitet e på en attendedel av sporvidden s . Den viktigste virkningen av dette er at dekket påføres et torsjonsmoment. Eksentrisiteten er derfor ivaretatt av et moment påført mellom hjullastene.

$$\text{Eksentrisiteten er } e = \frac{s}{18} = \frac{1,435 \text{ m}}{18} = 0,080 \text{ m}$$

Det gir et rotasjonsmoment om broaksen på $250 \text{ kN} \cdot 0,080 \text{ m} = 19,93 \text{ kNm}$

3.4.8 Aerodynamiske effekter

Konstruksjoner nær sporet, slik som støyskjermer eller plattformtak, utsettes for bølger av trykk og sug av den passerende togtrafikken. Det finnes ingen slike konstruksjoner i dette tilfellet, så aerodynamiske effekter er ikke relevant.

3.4.9 Dynamisk tillegg

Siden trafikklasterne kommer av tog i bevegelse over broen er de dynamiske av natur. Repeterende aksellaster og ujevnheter i overgangen mellom tog og skinner skaper effekter som de statiske modellene ikke inkluderer. For å ta hensyn til den dynamiske økningen i spenning og vibrerende effekter i konstruksjonen multipliseres vertikale trafikklaster med en dynamisk faktor.

Den dynamiske faktoren er gyldig for hastigheter opp til 220 km/t, og hvor konstruksjonens egenfrekvens ligger mellom følgende verdier:

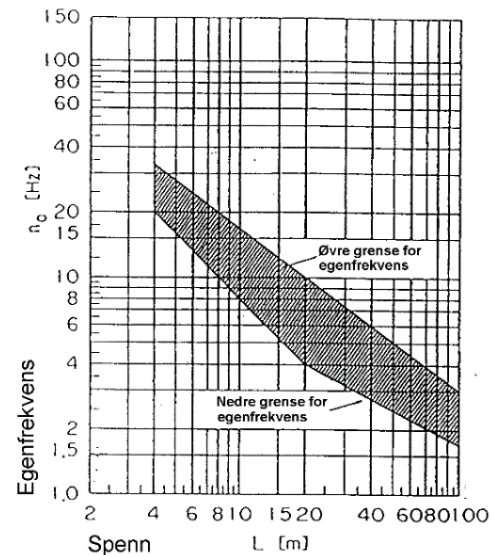
Øvre grense:

$$94,76 \cdot L^{-0,748}$$

Nedre grense:

$$80/L \quad \text{for } 4 \text{ m} \leq L \leq 20 \text{ m}$$

$$23,58 \cdot L^{-0,592} \quad \text{for } 20 \text{ m} \leq L \leq 100 \text{ m}$$



Figur 3.8 Egenfrekvens
(10)

Hell bru har uavhengige spenn på 35 meter, som gir den dynamiske faktoren et anvendelsesområde fra 2,87 Hz til 5,84 Hz. Den dynamiske faktoren har følgende verdi:

$$\Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,73 \quad \text{for standard vedlikeholdte spor, med } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi - 0,2}} + 0,82 \quad \text{for godt vedlikeholdte spor, med } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

Alle spor i Norge med alminnelig trafikk regnes som godt vedlikeholdte, så Φ_2 kan benyttes.

L_Φ er bestemmende lastlengde, og bestemmes fra tabell 3 i Jernbaneverkets Tekniske Regelverk sin bok 525, kapittel 5. (10) Hvis hele spennet regnes som en fritt opplagt bjelke, som gir L_Φ lik spenn i hovedbjelkeretning, altså 35 meter. Dermed får vi en dynamisk faktor $\Phi_2 = 1,07$.

For kontroll av tverrbærere blir bestemmende lengde L_Φ lik 2 ganger lengden av tverrbæreren, altså $L_\Phi=9$ meter. Det gir en dynamisk faktor $\Phi_2 = 1,33$.

For kontroll av langbærere blir bestemmende lengde L_Φ lik 3 ganger avstanden mellom tverrbærerne, altså $L_\Phi=10,5$ meter. Det gir en dynamisk faktor $\Phi_2 = 1,29$.

	Bestemmende lengde	L_Φ	Φ₂
Tverrbærere	2 ganger lengden av tverrbærer	9,0 meter	1,29
Langbærere	3 ganger avstanden mellom tverrbærere	10,5 meter	1,33
Fritt opplagret bjelke (resten av brua)	Spenn i hovedbjelkeretning	35,0 meter	1,07

Tabell 3.1 Dynamiske faktorer

I beregningene er faktoren $\Phi_2=1,07$ benyttet for kontroll av alle delene. Dette er ikke konservativt, og var et uinformert valg som det er for sent å gjøre noe med nå. Imidlertid kan det til en viss grad forsvares med at togene kjører såpass sakte over broen at de dynamiske virkningene kan tenkes å være begrenset.

3.5 Vindlast

I vindlastberegningen forutsettes det i henhold til Jernbaneverkets regelverk at broen bærer et uendelig langt tog med høyde 4,0 meter. Dette medfører en lastflate på 4,0 meter · 35,0 meter som den horisontale vindlasten kan angripe. Vindhastighetstrykket er satt til 2,0 kN/m². Ettersom vinden i all hovedsak angriper vognene, og kun i mindre grad selve brokonstruksjonen, angriper vindlasten i modellen langbærerne. Denne linjelasten har karakteristisk verdi:

$$q_w = 2,0 \frac{kN}{m^2} \cdot 4 m = 8,0 \frac{kN}{m}$$

Vindlastens resultant regnes for å treffe halvveis opp på veggen til vognene, altså 2 meter opp fra skinnene. Dette skaper et torsjonsmoment på 8,0 kN/m · 2 m = 16 kNm/m om broens lengdeakse, som tilsvarer to motsatt rettede vertikale linjelaster på 16 kNm/m / 1,435 m = 11,15 kN/m på skinnene.

Følgende kombinasjoner skal i henhold til Jernbaneverkets regelverk kontrolleres:

- Vertikal jernbanelast inkl. dynamisk faktor sammen med vindlast. Begge lastene er dominerende, en av gangen.
- Tomme vogner uten dynamisk faktor sammen med vindlast i kontroll av tverrstabilitet (Lastgruppe 12).

3.6 Lastfaktorer

Lastfaktorer for jernbanebroer i bruddgrensetilstand finnes i NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010 tabell NA.A2.4(B). Lastfaktorer for de dimensjonerende lastene er som følger (14):

Lasttype	γ – Ugunstig last	γ – Gunstig last
Egenlast	$\gamma_G = 1,35$	$\gamma_G = 1$
Jernbanetrafikk LM71 og SW/0	$\gamma_Q = 1,5$	$\gamma_Q = 0$
Vind	$\gamma_Q = 1,6$	$\gamma_Q = 0$

Tabell 3.2 Lastfaktorer

3.7 Kombinering av laster

Når flere forskjellige laster virker samtidig kombineres de ved hjelp av uttrykk 6.10a eller 6.10b fra EC0. (15)

$$\text{Uttrykk 6.10a: } \sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

$$\text{Uttrykk 6.10b: } \sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

der:

"+" betyr "kombineres med"

Σ betyr "kombinert virkning av"

ξ er en reduksjonsfaktor for ugunstige permanente laster G.

$\gamma_{G,j}$, $\gamma_{Q,1}$ og $\gamma_{Q,i}$ er lastfaktorer for henholdsvis permanent last $G_{k,j}$, dominerende variabel last $Q_{k,1}$ og øvrige variable laster $Q_{k,i}$. Både γ_P og P angår forspenning, og er ikke relevant for en stålbru.

Kombinasjonsfaktorene ψ (for variable laster) og ξ (for permanente laster) tar hensyn til at de ulike lastene sannsynligvis ikke vil opptre med maksimal styrke samtidig. De har i Hell bru sitt tilfelle følgende verdier:

$$\xi = 0,89 \text{ (Tabell NA.A2.4 (B) i EC0 (15))}$$

$$\psi = 0,8 \text{ (Tabell NA.A2.3 i EC0 (15))}$$

Det fremgår da at uttrykk 6.10a reduserer den dominerende variable lasten. 6.10b reduserer egenlasten. Begge uttrykkene reduserer ikke-dominerende variable laster. Det minst gunstige uttrykket skal brukes.

Jernbaneverkets tekniske regelverk beskriver i hvilke sammensetninger de ulike lastene skal antas å virke samtidig i såkalte lastgrupper (10):

	LM 71 og SW /0	Tomme vogner	Akselerasjon/ bremsing	Sentrifugal- kraft	Slingrekraft	Kommentarer
Gr 11 spor 1	1,0	-	1,0	0,5	-	Maksimum vertikalt og på tvers
Gr 12 spor 1	-	1,0	-	1,0	0,5	Tverrstabilitet
Gr 13 spor 1	1,0	-	1,0	0,5	1,0	Maksimum langs- gående
Gr 14 spor 1	1,0	-	-	1,0	1,0	Maksimum på tvers
Gr 15 spor 1	1,0	-	1,0	0,5	1,0	Lokal virkning på tvers

Tabell 3.3 Lastgrupper, tabellutdrag om enkeltsporet bro.
Mørke felt markerer dominerende komponent

Når det legges til grunn lastgrupper, partialfaktorer, dynamisk faktor, kombinasjonsfaktorer og kompletterende regler for vindlast får lastene som inngår i de dimensjonerende lastkombinasjonene følgende koeffisienter i bruddgrensetilstand:

Uttrykk	Last- gruppe	LM71	Tomme vogner	Aks. /brems	Slingre- kraft	Vind	Egenlast
6.10a	11	1·1,5·1,07·0,8	-	1·1,5·0,8	-	-	1,35
	12	-	1·1,5	-	0,5·1,5·0,8	1·1,6·0,8	1,35
	13	1·1,5·1,07·0,8	-	1·1,5·0,8	1·1,5·0,8	-	1,35
	14	1·1,5·1,07·0,8	-	-	1·1,5·0,8	-	1,35
	15	1·1,5·1,07·0,8	-	1·1,5·0,8	1·1,5·0,8	-	1,35
	Vind	1·1,5·1,07·0,8	-	-	-	1·1,6·0,8	1,35
6.10b	11	1·1,07·1,5	-	1·1,5·0,8	-	-	1,35·0,89
	12	-	1·1,5	-	0,5·1,5·0,8	1·1,6·0,8	1,35·0,89
	13	1·1,5·1,07·0,8	-	1·1,5	1·1,5·0,8	-	1,35·0,89
	14	1·1,5·1,07·0,8	-	-	1·1,5·0,8	-	1,35·0,89
	15	1·1,5·1,07·0,8	-	1·1,5·0,8	1·1,5	-	1,35·0,89
	Vind1	1·1,07·1,5	-	-	-	1·1,6·0,8	1,35·0,89
	Vind2	1·1,5·1,07·0,8	-	-	-	1·1,6	1,35·0,89

Tabell 3.4 Lastkombinasjoner med koeffisienter

Merk at alle lastene i tillegg multipliseres med materialkoeffisienten $\gamma_M = 1,10$, som nevnt i avsnitt 2.3.

Tallverdiene av lastene som er lagt inn i modellen fremgår av regnearket i vedlegg 1.

4 Analyse

4.1 Kontrolloverslag

For å verifisere at modellen fungerer som ønsket er det hentet ut resultater som enkelt kan kontrolleres med håndberegninger. Til dette formålet er modellen påført karakteristiske verdier av følgende laster:

- Broens permanente laster (80989 kg = 794,5 kN over hvert spenn per avsnitt 3.3)
- Jevnt fordelt nedadrettet vertikal last på 2,5 kN/m på hver av de fire langbærerne (tomme vogner)
- Jevnt fordelt last på 5 kN/m langsgående i akseretningen på hver langbærer (bremsing, uten virkning fra tilstøtende spenn)

Med disse lastene påført er det undersøkt om modellen får plausible lagerreaksjoner og snittkrefter, og kan brukes videre i beregningene.

4.1.1 Lagerreaksjoner

Likevektslikningene gir broen vertikale reaksjonskrefter i alle fire lagre på 286,13 kN og horisontale reaksjonskrefter på 350 kN i de to fastlagrene. Abaqus gir følgende reaksjonskrefter:

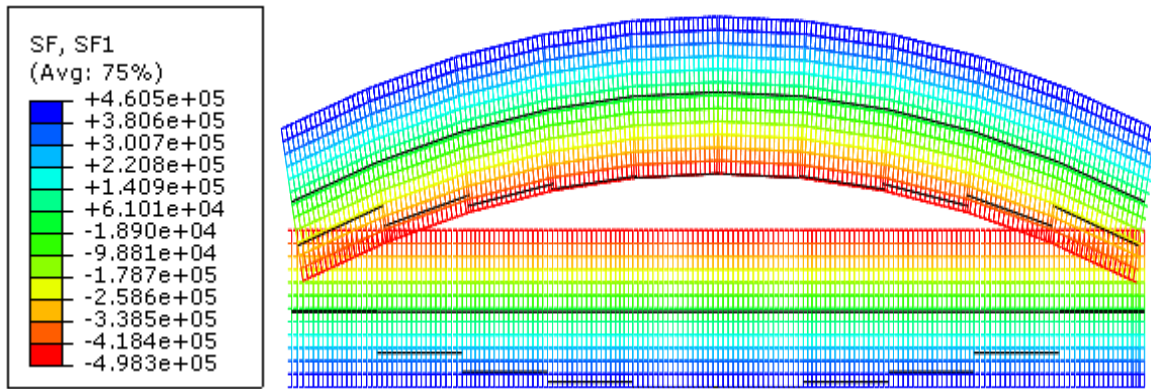
	RF1 (Horisontal reaksjonskraft)	RF2 (Vertikal reaksjonskraft)
BC-1 (Fastlager)	+3.489e+05	+2.861e+05
BC-2 (Fastlager)	+3.511e+05	+2.861e+05
BC-3 (Glidelager)	0	+2.861e+05
BC-4 (Glidelager)	0	+2.861e+05

Tabell 4.1 Reaksjonskrefter

De vertikale kreftene samsvarer eksakt. De horisontale får et avvik på henholdsvis 1100 kN større og 1100 kN mindre enn i håndberegningen. Dette avviket kan trolig forklares med at vindavstivningen ikke er helt symmetrisk. Lagerreaksjonene virker med andre ord helt rimelige.

4.1.2 Snittkrefter

Brospennet påføres samme laster som i forrige overslag, men uten bremselast. Overslaget finnes i vedlegg 2. Kraften i overgurten er beregnet til -500,6 kN.



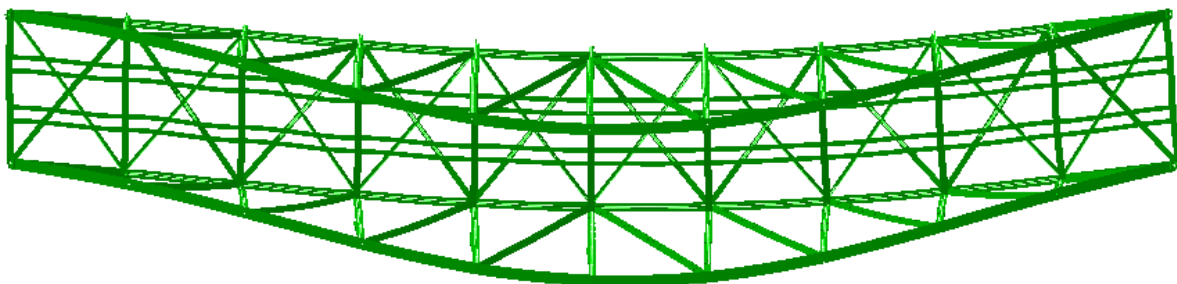
Figur 4.1 Aksialkrefter i gurter til overslag

Det fremgår av Figur 4.1 at kraften i overgurt i den numeriske løsningen er -498,3 kN, nesten akkurat som forutsett. Det lille avviket kan skyldes at håndregningen beror på antakelsen om ledning i alle knutepunkter, mens gurtene er modellert som kontinuerlige. En liten andel av belastningen opptrer altså i form av moment midtspenns i gurtene, heller enn som stavkrefter. Resultatene tyder på at randbetingelsene stemmer og måten kreftene overføres på i modellen er akseptabel. Det antas videre at modellen er brukbar.

4.2 Egenfrekvens

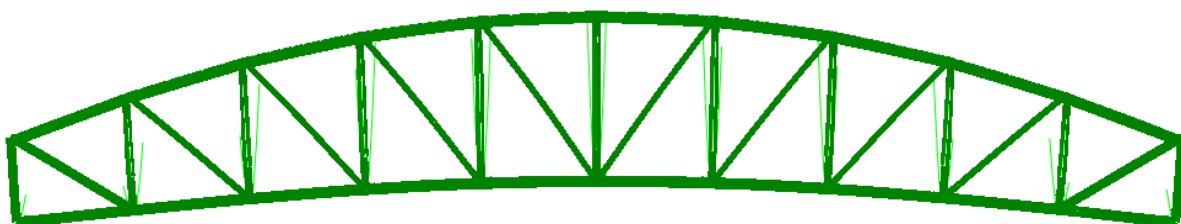
Det trygge frekvensområdet for et brospenn på over 20 meter er ifølge NS-EN 1991-2:2003 6.4.4 mellom $n_0 = 23,58 \cdot L^{-0,592} = 2,87 \text{ Hz}$ og $n_0 = 94,76 \cdot L^{-0,748} = 5,84 \text{ Hz}$. Abaqus kan beregne egenfrekvens for ulike formfunksjoner. De formfunksjonene som involverer bevegelse av en betydelig del av modellen, og har lavest opptredende egenfrekvens er behandlet nedenfor.

Form 1: Sideveis svingning, 1 bølge



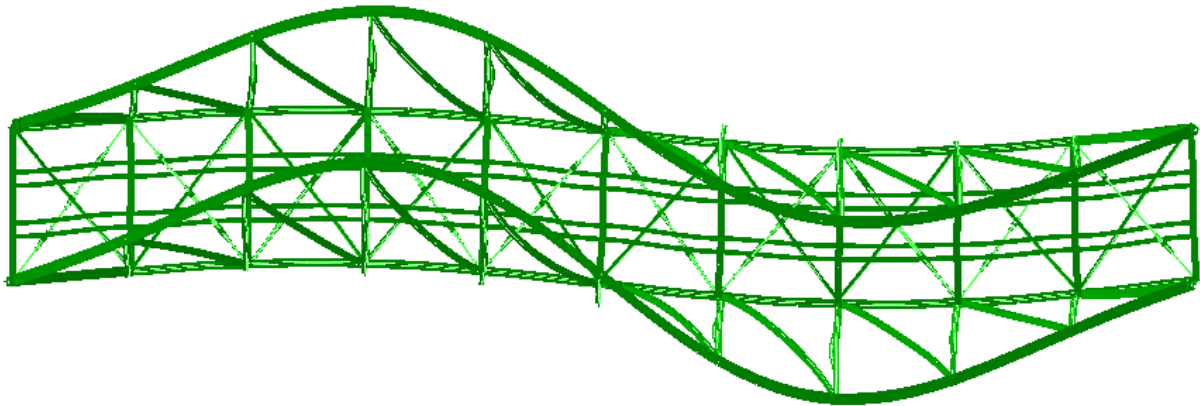
Frekvens: 3,79 Hz

Form 2: Vertikal svingning, 1 bølge



Frekvens: 7,14 Hz

Form 3: Sideveis svingning, 2 bølger



Frekvens: 7,42 Hz

Eigenfrekvensen for vertikale svingninger overskrider den øvre grensen. En full dynamisk analyse kreves. Dette inngår i kategorien *forslag til videre arbeid*.

4.3 Bruddgrense

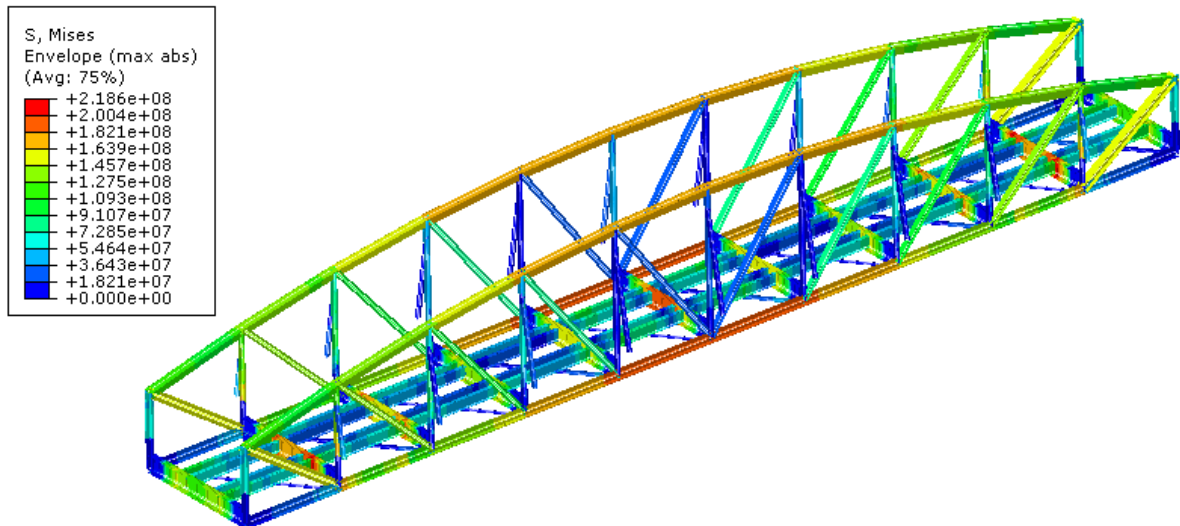
4.3.1 Spenningskontroll

Lastkombinasjonene fastsatt i avsnitt 3.7 skal kontrolleres mot Von Mises' flytekriterium, som uttrykker hvilke kombinasjoner av normal- og skjærspenninger som forårsaker flyt. Kriteriet kan for en tredimensjonal tilstand uttrykkes ved hovedspenningene med følgende formel (16 s. 64):

$$\sigma_v = \sqrt{\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2}{2}} \leq f_y$$

Hvis spenningen σ_v overskrider flytegrensen f_y er materialet ført til flyt, og plastiske deformasjoner kan oppstå. De opptredende spenningene fra modellen er tverrsnittets maksimale absoluttverdi i integrasjonspunktene.

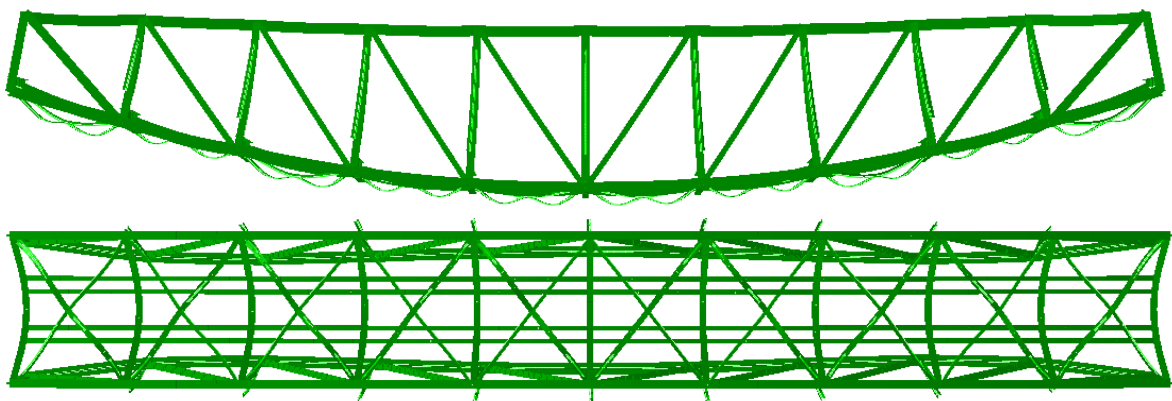
For å undersøke hvordan broen fungerer presenteres først et enkelt referansetilfelle med oversiktlig lastbilde: Vertikal trafikklaster LM71, egenlast og permanente komponenter:



Figur 4.2 Spenninger i brua, referansetilfelle

Figuren viser spenningene i broen under påkjenning av egenlast og vertikal trafikklaster LM71. Spenningene er størst i under- og overgurt, i den midterste tverrbæreren og de nest ytterste tverrbærerne. Den midterste tverrbæreren får store spenninger siden den er utsatt for de store punktlaster i LM71. Gurtene får store aksialspenninger på grunn av deres funksjon i det globale bæresystemet. Årsaken til spenningskonsentrasjonene i de nest ytterste tverrbærerne er litt mer komplisert, og ganske interessant:

Langbærerne får litt større nedbøyning enn bæreveggene under vertikal belastning. Begge delene har stor aksialstivhet, så langbærerne og bæreveggene er like lange både før og etter nedbøyningen. Den forskyvningen de får i forhold til hverandre på grunn av ulikheten i nedbøyning må dermed tas opp av tverrbærerne som forbinder dem. Deformasjonen broen inntar påtvinger altså tverrbærerne bøyning om svak akse, som anskueliggjort i Figur 4.3.



Figur 4.3 Deformasjon av broen påfører tverrbærerne bøyning om svak akse

Broens symmetri gjør at den midterste tverrbæreren ikke får en slik bøyning, og tverrbærerne lengst ut mot pilarene får størst. De ytterste tverrbærerne (som har aller størst moment om svak akse) har til gjengjeld bare omtrent halvparten så stor vertikal belastning som de andre, siden de bare bærer et halvt langbærerspenn. De nest ytterste har både stort moment om svak akse og full vertikal belastning. Derfor er disse tverrbærerne spesielt utsatt.

Hvis broen hadde blitt modellert med kontinuerlige langbærere hadde de vært enda mer utsatt, som nevnt i avsnitt 2.1.3 om modelleringen av knutepunkter. De nest ytterste tverrbærerne er noen luringer.

4.3.2 Kontroll av lastkombinasjoner

Lastkombinasjonene konstruksjonen skal være dimensjonert for er beskrevet i avsnitt 3.7. De ulike lastene som inngår i hver kombinasjon er tallfestet slik de er lagt inn i Abaqus i vedlegg 1. Lastgruppe 14 kan utelukkes siden bruene ikke er utsatt for sentrifugalkraft. Det framgår av laststørrelsene i vedlegg 1 at lastgruppe 12 heller ikke blir dimensjonerende. Siden trafikklastene typisk er mer ugunstige enn egenlasten blir ofte uttrykk 6.10b gjeldende. De lastkombinasjonene som er mest kritiske, og skal undersøkes nærmere, er de følgende:

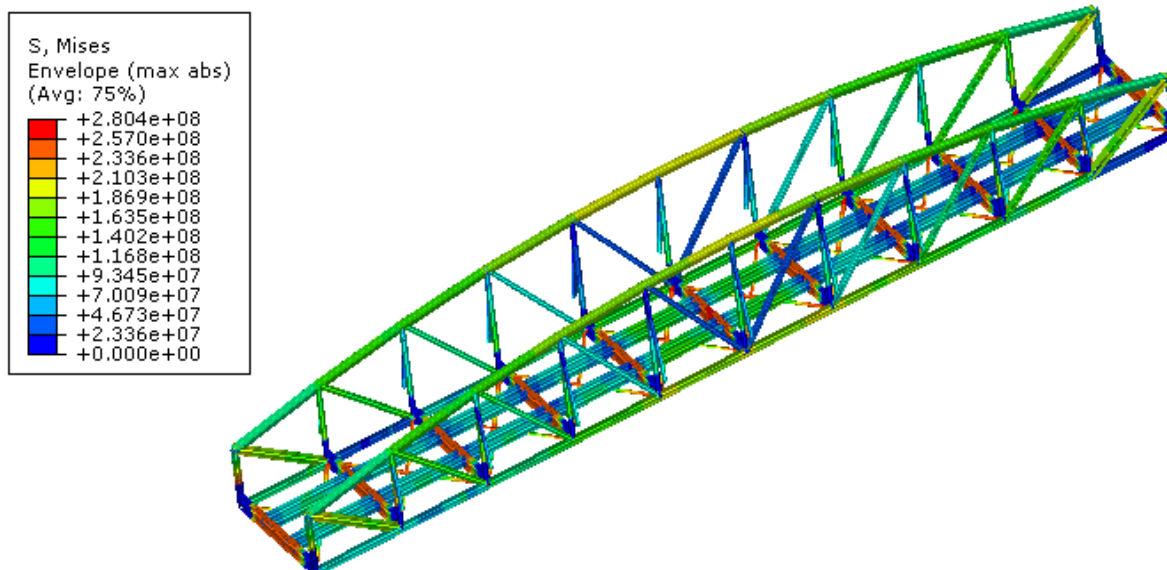
- 4.3.2.1 Gruppe 13: Maksimum langsgående
- 4.3.2.2 Gruppe 11: Maksimum vertikalt og på tvers, aksellaster midt i spennet
- 4.4.1.3 Gruppe 11: Maksimum vertikalt og på tvers, aksellaster ved nest ytterste tverrbærer
- 4.3.2.4 Gruppe 15: Lokal virkning på tvers
- 4.3.2.5 Tverrstabilitet - Vind
- 4.3.2.6 SW/0

4.3.2.1 Lastgruppe 13: Maksimum langsgående krefter

Følgende laster inngår i lastkombinasjonen:

- Bremskraft (dominerende)
- Egenlast multiplisert med $\xi = 0,89$
- LM71 vertikal trafikklast, punktlaster midt i spenn
- Slingrekraft

Togene har blitt mye raskere og fått bedre bremsesiden Hell bru sine velmaktsdager, og nye broer har gjennomgående ballast som bidrar til å absorbere bremskreftene. Hell Bru har ikke ballast, så alle disse kreftene må tas opp av konstruksjonen og føres til lagrene. Bremskraften tas opp som aksialkrefter i langbærerne. Disse kreftene forplanter seg videre i konstruksjonen som punktlaster normalt på tverrbærernes steg, og påfører dermed tverrbærerne et moment om deres svake akse. Den dimensjonerende bremselasten overskrider kapasiteten med en svært høy faktor.



Figur 4.4 Spenninger under bremsing

Kontrollen for maksimum langsgående krefter er ikke bestått. Kontrollen beror imidlertid på en situasjon som kan utelukkes dersom det tas visse forholdsregler, nemlig å ikke bremse eller akselerere på broen.

Det er fortsatt interessant å vite hvor store langsgående krefter broen faktisk tåler. Neste undersøkelse er derfor å påføre alle lastene i lastkombinasjonen med full intensitet fra begynnelsen, bortsett fra bremselasten som påføres gradvis. Slik kan det fastslås når det oppstår flyt.

Ved 3,8 % intensitet av den dimensjonerende bremskraften oppstår det flyt i vindfagverket. Da er bremskraften på 1,25 kN/m over hele influenslengden, fordelt på de 4 langbærerne. Ved 16,4 % pålasting, eller 5,41 kN/m, begynner også tverrbærerne å flyte.

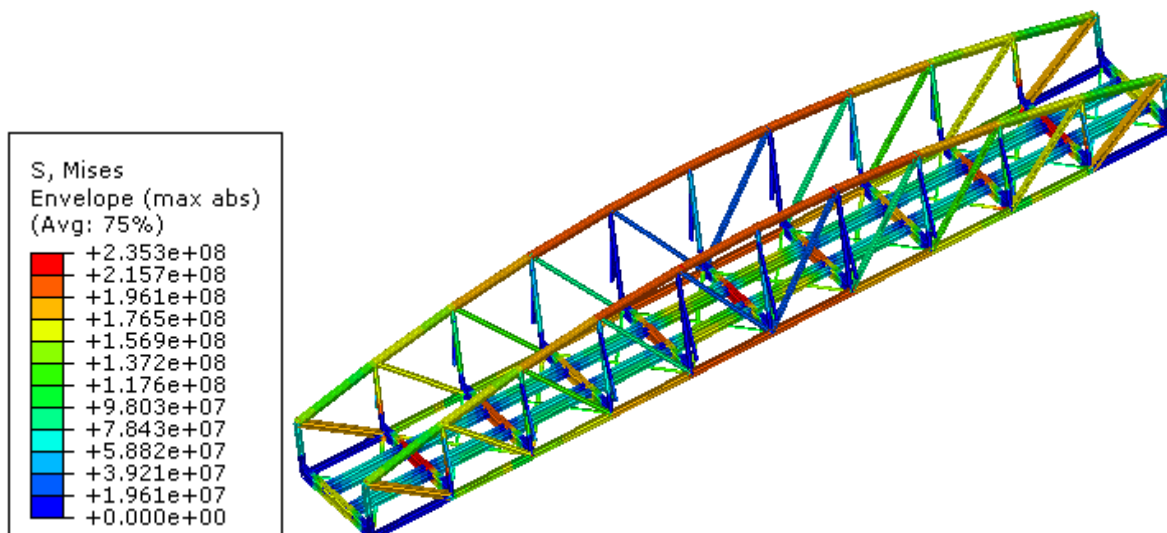
I følge beregningen når tverrbærerne bruddspenning ved 50,9 kN/m bremskraft. Da har broen absolutt og ugjenkallelig kollapset. Dette tallet er dog gjenstand for stor usikkerhet, da den plastiske materialoppførselen, som beskrevet i avsnitt 2.3, er mindre nøyaktig definert enn den elastiske oppførselen.

Det vil videre i beregningene antas at anmodningen om å ikke bremse eller akselerere i det hele tatt på broen etterkommes, og bremselasten vil følgelig ses bort fra i kontrollen av de påfølgende lastkombinasjonene.

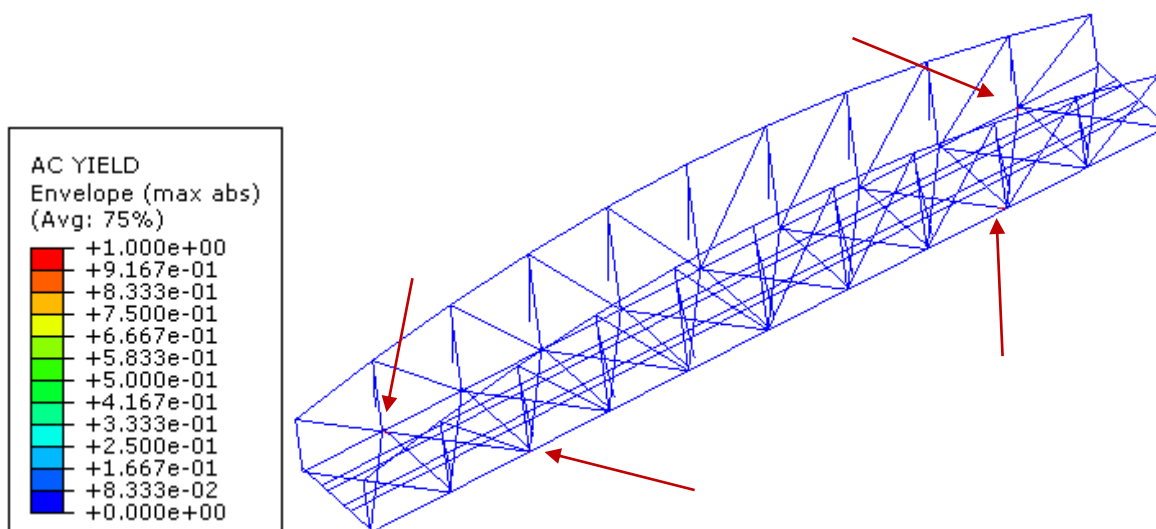
4.3.2.2 Lastgruppe 11: Maksimum vertikalt og på tvers (Aksellaster midt i spenn)

Følgende laster inngår i lastkombinasjonen:

- LM71 vertikal trafikklast (dominerende), punktlaster midt i spennet
- Egenlast multiplisert med $\xi = 0,89$

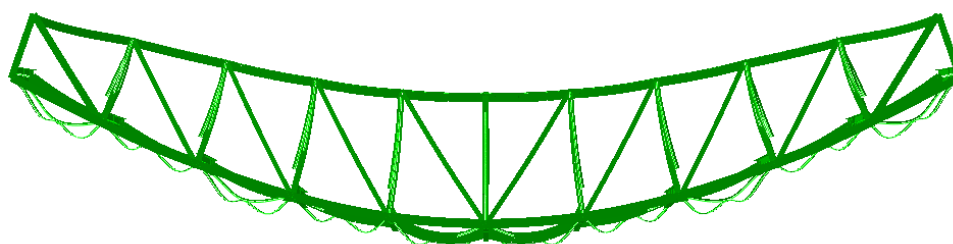


Figur 4.5 Spenningsfordeling, lastgruppe 11



Figur 4.6 Flytegrense overskredet, lastgruppe 11

Siden broen ikke er sideveis belastet i denne lastkombinasjonen er det et noe overraskende resultat at vindfagverket bukker under. Dette er imidlertid den mest kritiske lastkombinasjonen med tanke på nedbøyning. Vindkryssenes belastning kommer derfor trolig av globale andreordens virkninger; Vindforbandet vil få lenger buelengde enn langbærerne under nedbøyning, og dermed strekkes.

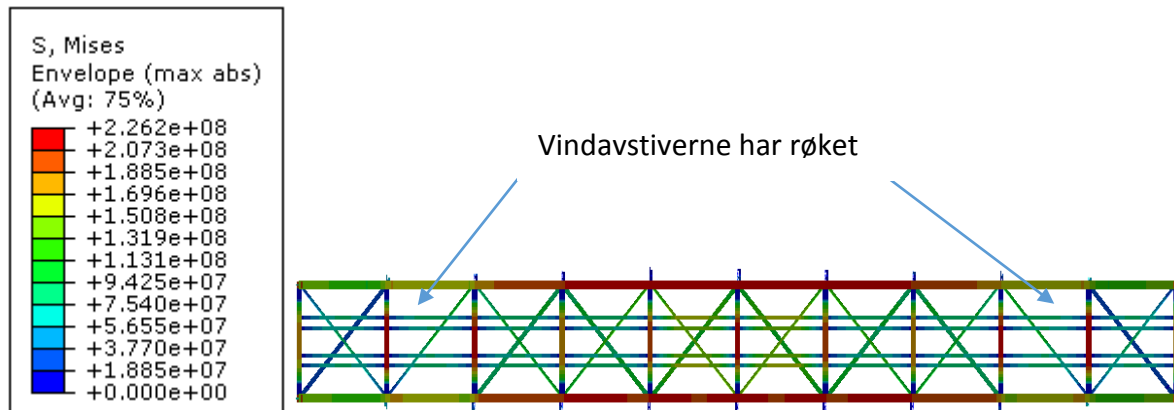


Figur 4.7 Broens nedbøyningsform, oppskalert med en faktor på 75

De kryssende vindavstiverne er naglet sammen der de møtes midt i hvert vindkryss, noe som i modellen er ivaretatt ved at de er leddet til hverandre. Dette påfører dem under

deformasjon en punktlast på midten som skaper et lite biaksialt moment i tillegg til den betydelige aksialkraften de er utsatt for. Kapasiteten er overskredet for noen av dem.

Uansett om overskridelsen umiddelbart fører til brudd eller ikke vil en gjentatt påføring av plastiske deformasjoner eksponere delen for lavsyklus utmattelse, og gi den svært kort levetid. Broen er derfor kontrollert med samme lastkombinasjon etter at de mest utsatte delene har sviktet.



Figur 4.8 Spenningsfordeling etter vindforband har sviktet

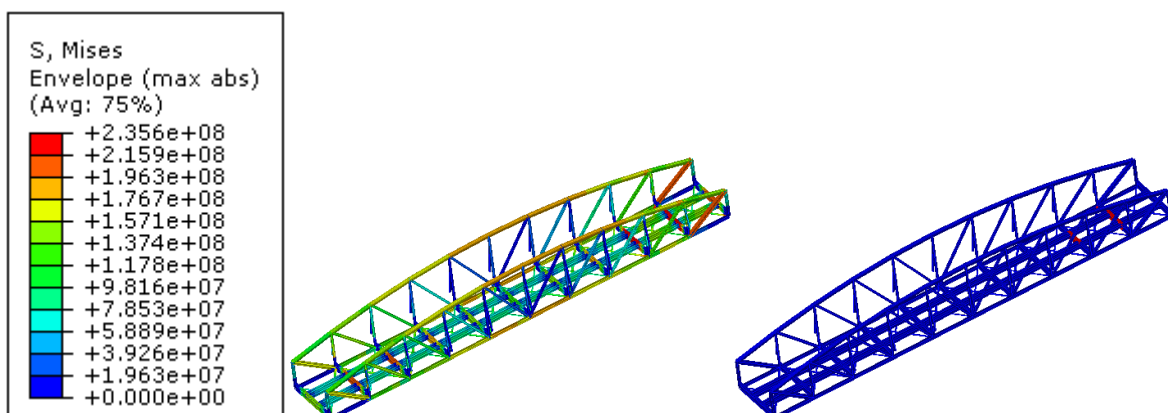
Uten de mest utsatte vindavstiverne omlagres spenningene til andre deler av konstruksjonen slik vi ser i Figur 4.8, så total kollaps vil unngås i den gjeldende lastsituasjonen. Denne tilstanden etterlater imidlertid konstruksjonen svært utsatt for laterale påkjenninger.

4.3.2.3 Lastgruppe 11: Maksimum vertikalt og på tvers (Aksellaster ved opplager)

Samme lastkombinasjon er også undersøkt med punktlaster plassert sentrert om nest ytterste tverrbærer, som i Figur 3.5. Følgende laster inngår i lastkombinasjonen:

- LM71 vertikal trafikklast (dominerende), punktlaster ved nest ytterste tverrbærer
- Egenlast multiplisert med $\xi = 0,89$

Det gir følgende spenningsbilde:



Figur 4.9 Spenninger og flyt, lastgruppe 11 med punktlaster ved enden.

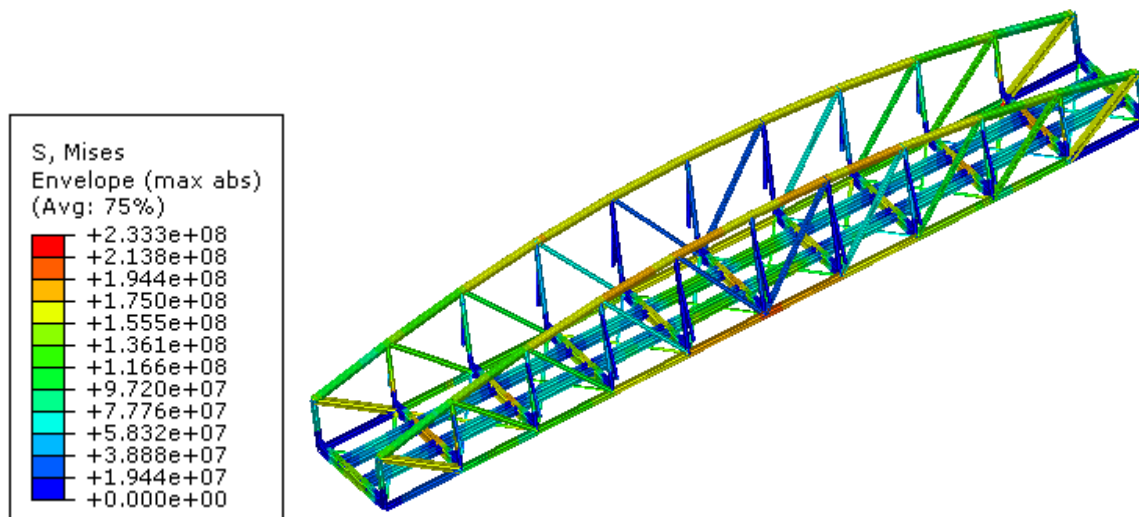
Flyt i tverrbærer. Flyt oppstår på 73 % lastintensitet. Tverrbærerne har ifølge EC3-1-1 5.6 tverrsnittklasse 1. (17) Delen er lite utsatt for lokal knekking og tverrsnittet vil opprettholde

kapasiteten selv om det oppstår noe flyt i de ytre delene av tverrsnittet. (18 s. 49) Det kan derfor brukes plastisk kapasitet, som ikke er overskredet.

4.3.2.4 Lastgruppe 15: Lokal virkning på tvers

Følgende laster inngår i lastkombinasjonen:

- Slingrekraft (dominerende)
- LM71 vertikal trafikklaster, punktlaster midt i spennet
- Egenlast multiplisert med $\xi = 0,89$



Figur 4.10 Spenningsfordeling, lastgruppe 15

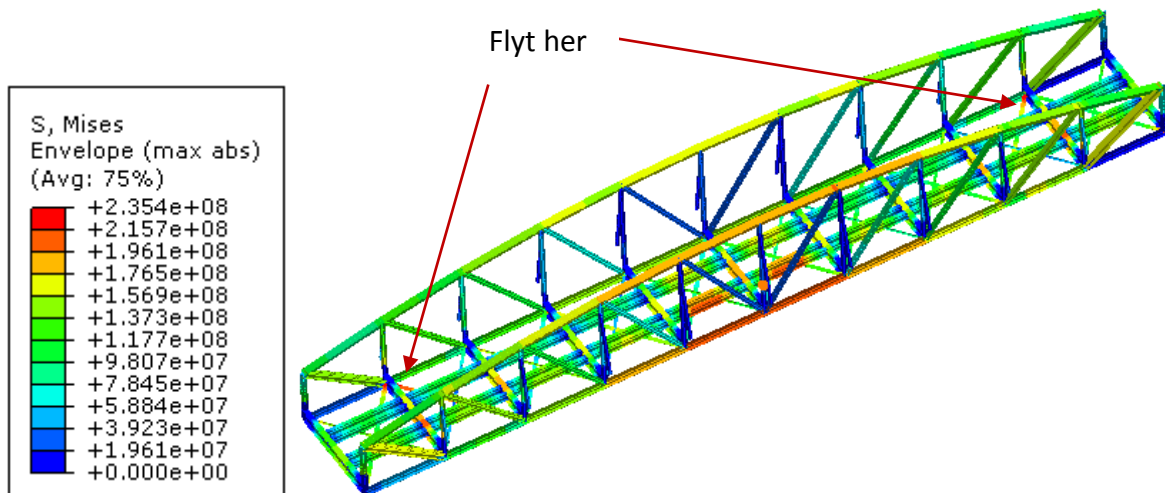
I kontrollen av lokal virkning på tvers overskrides ikke flytegrensen i noen av komponentene. Spenningen er 233,3 MPa midt på undergurten. Det gir en elastisk kapasitetsutnyttelse på 99 %.

4.3.2.5 Vindlast

Den mest kritiske vindlastkombinasjonen innebærer å kombinere LM71 og vind med uttrykk 6.10b, med vind som dominerende last.

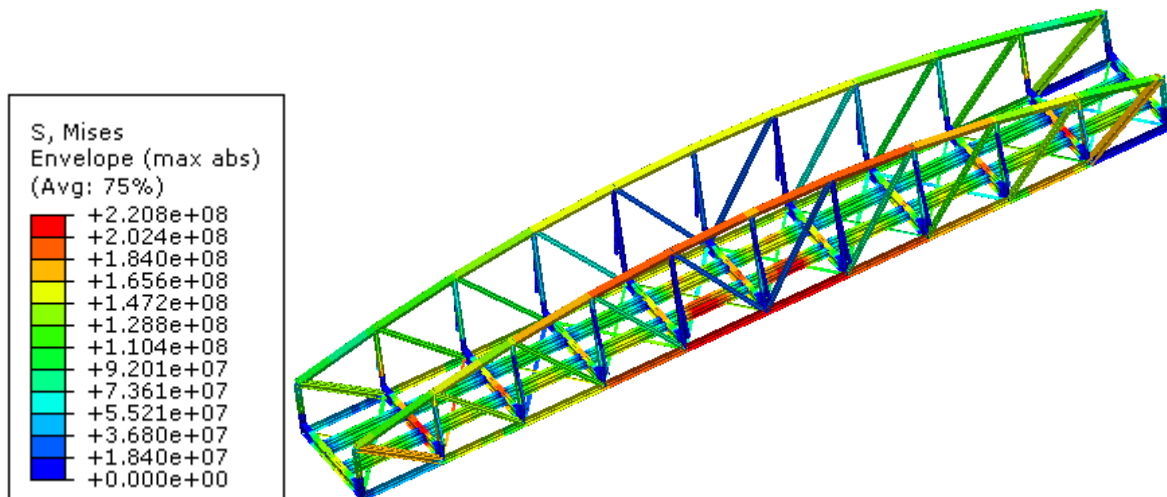
Følgende laster inngår:

- Vind (dominerende)
- LM71 vertikal trafikklaster, punktlaster midt i spennet
- Egenlast multiplisert med $\xi = 0,89$



Figur 4.11 Dominerende vindlast

Deler av vindavstivningen blir overbelastet, og føres til flyt. Dersom de overbelastede stavnene fjernes blir spenningsbildet som i Figur 4.12:



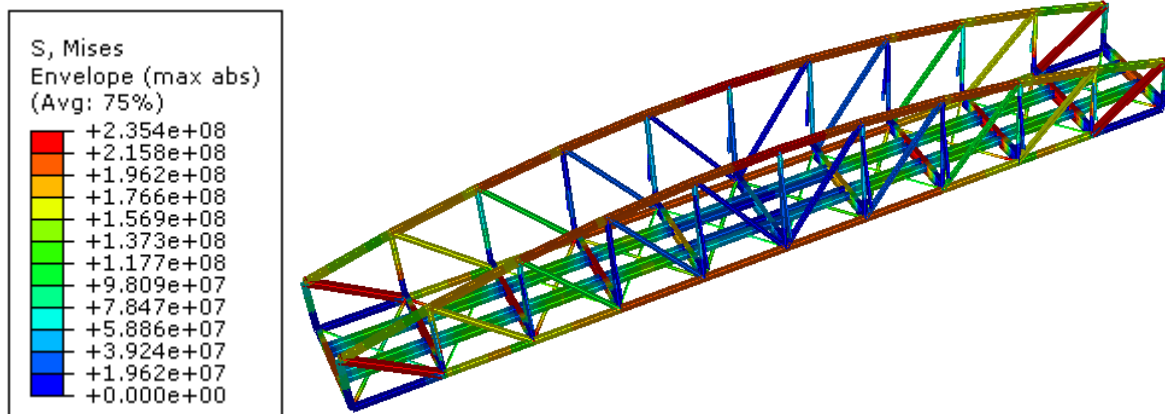
Figur 4.12 Overbelastede vindavstivere fjernet

Spenningsene blir omlagret, og konstruksjonen kolliderer ikke foreløpig.

4.3.2.6 SW/0

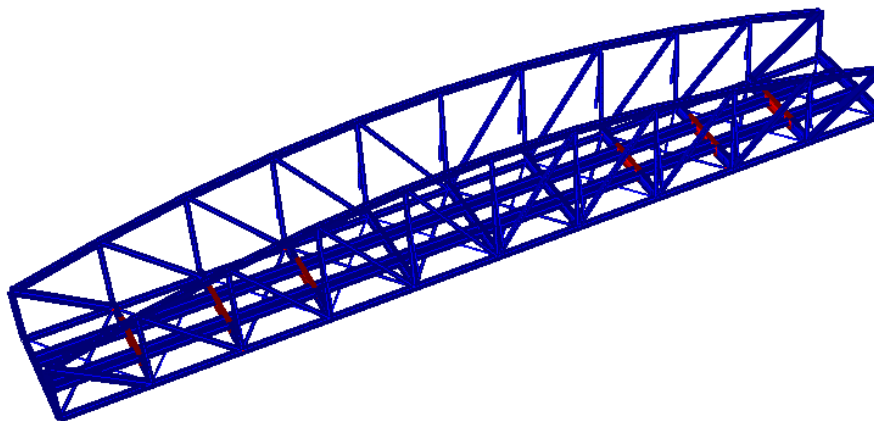
Følgende laster inngår:

- Vertikal trafikklaster SW/0 (dominerende)
- Egenlast multiplisert med $\xi = 0,89$



Figur 4.13 Spenninger under påkjenning av lastmodell SW/0

Kontrollen for tung trafikk viser store spenninger i tverrbærerne og gurtene.



Figur 4.14 Flyt som følge av SW/0

Flytegrensen er overskredet i 6 av tverrbærerne. Den plastiske kapasiteten er ikke overskredet. Uansett nok et bekymringsverdig resultat

4.4 Bruksgrense

Av hensyn til passasjerkomfort og avsporingsfare skal deformasjoner kontrolleres mot krav fremsatt i Jernbaneverkets Tekniske Regelverk.

4.4.1 Nedbøyning

Maksimal nedbøyning begrenses av forholdstallene i Tabell 4.2.

$L/\delta =$ spenn/nedbøyning	Antall etterfølgende spenn			
	≤ 2		≥ 3	
	$L \leq 25$ m	$L \geq 30$ m	$L \leq 25$ m	$L \geq 30$ m
$V \leq 120$	600	750	750	1000
$120 < V \leq 200$	750	1000	1000	1700
$200 < V \leq 350$	1000	1250	1250	1700

Tabell 4.2 Begrensning av tillatt nedbøyning (10)

Hastigheten er under 120 km/t. Broen har 5 spenn. Nedbøyningen er begrenset til 35 mm. Det kan påstås at det er ett spenn siden de ikke er kontinuerlige, og deformasjoner ikke forplanter seg til nabospennene. I så fall er nedbøyningen begrenset til 47 mm.

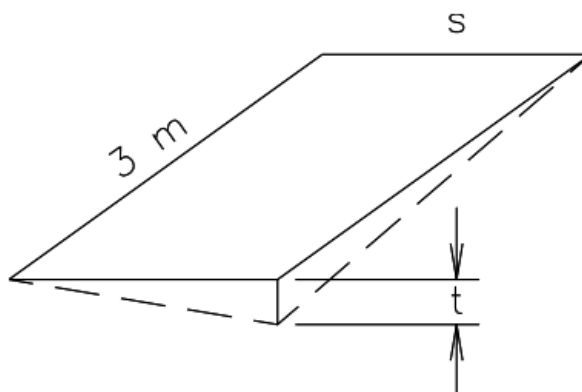
Belastet med karakteristiske verdier av egenlast, permanente komponenter og vertikal togtrafikk LM71 med dynamisk faktor og punktlaster plassert midt i spennet for maksimal nedbøyning blir nedbøyningen midt på midterste tverrbærer 49,4 mm. Nedbøyningen er større enn tillatt, uansett hvor mange spenn broen har.

4.4.2 Dreining av dekket

For stor dreining av dekket medfører endringer i sporgeometrien som kan være farlige for trafikken. Den maksimale dreining over en lengde på 3 meter skal derfor ikke overstige verdiene i Tabell 4.3.

Hastighet	Tillatt dreining
$v \leq 120$ km/t	$t \leq 4,5$ mm / 3 m
$120 < v \leq 220$ km/t	$t \leq 3,0$ mm / 3 m
$v > 220$ km/t	$t \leq 1,5$ mm / 3 m

Tabell 4.3 Grenser for tillatt dreining av dekke (10)



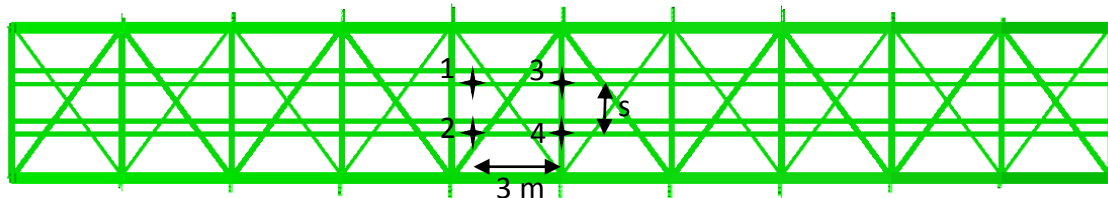
Figur 4.15 Dreining av dekket (10)

Trafikken på brua går saktere enn 120 km/t, så største tillatte dreining over 3 meter er 4,5 mm. Det skal tas hensyn til karakteristiske verdier av LM71.

Siden broen ikke har noe som ligner på et konstant tverrsnitt er det lite hensiktsmessig å forsøke å beregne torsjonskonstanten, som ellers kunne vært brukt til å fastslå dreiningen av

dekket når torsjonsmomentet er kjent. Dreiningen er derfor hentet mer direkte ut fra koordinatene til den deformerte bromodellen.

Det antas at den største dreiningen opptrer midt i spennet, på grunn av den eksentriske aksellasten som for anledningen også er plassert på midten. Dreiningen er beregnet ut fra den vertikale forskyvningen til de fire punktene i Figur 4.16.



Figur 4.16 Punkter for beregning av dreining

Den nedadrettede vertikale forskyvningen til punktene er som følger:

Punkt	Vertikal forskyvning
1	47,5508 mm
2	46,4104 mm
3	48,8226 mm
4	47,4779 mm

Tabell 4.4 Vertikal forskyvning for dreiningsberegning

Dreiningen t , som den fremgår av Figur 4.15, er avstanden fra punkt 3 til det planet som går gjennom de 3 øvrige punktene. Dette tilsvarer differansen mellom den vertikale avstanden fra punkt 1 til 2 og den vertikale avstanden fra punkt 3 til 4.

$$t = (48,8226 \text{ mm} - 47,4779 \text{ mm}) - (47,5508 \text{ mm} - 46,4104 \text{ mm}) = 0,2043 \text{ mm} < 4,5 \text{ mm}$$

Dreiningen av dekket er godkjent med god margin.

4.5 Feilkilder

Følgende omstendigheter kan ha medført unøyaktigheter:

- Imperfeksjoner i monteringen av konstruksjonen kan medføre tvangskrefter og momenter som ikke opptrer i modellen.
- Mulighet for feiltolkninger av tegningsgrunnlaget.
- Forenklingene som er gjort i modelleringen kan gjøre at modellen ikke oppfører seg realistisk. Spesielt er vertikale i bæreveggene forenklet, men alle knutepunkter, randbetingelser og tverrsnitt er idealiseringer.
- Skinner og sviller er ikke modellert, og laster er påført langbærerne. Det kan avvike fra hvordan lastene virkelig forplanter seg gjennom konstruksjonen.
- Virkningen av nagler er neglisjert. Kan være betydningsfullt for kapasiteten til strekkpåkjennte staver.
- Det er brukt samme dynamiske faktor for kontroll av alle komponentene i brua. Lang- og tverrbærerne skulle hatt høyere faktor.

- Ikke alle mulige plasseringer er kontrollert med de lastene som skal plasseres ugunstigst.
- Virkningene av sveising og slitasje er ikke tatt hensyn til. Det er forutsatt hele tverrsnitt.

5 Avslutning

5.1 Konklusjon

Broen oppfyller ikke kravene i verken brudd- eller bruksgrensetilstand. En ting er at den får litt for stor nedbøyning. Langt verre er det at mange av de dimensjonerende lastkombinasjonene overbelaster konstruksjonen. Spesielt kritisk er påkjenninger på tverrbærere fra bremsing og akselerasjon.

Vindfagverk og tverrbærere blir ført til flyt i mange av lastkombinasjonene, og gurtene er ofte helt på grensen. Det er imidlertid ikke påvist noen umiddelbar risiko for sammenbrudd, da konstruksjonen klarer å omlagre kreftene ved lokale brudd.

Disse resultatene bestrider ikke det faktum at broen fortsatt står, og attpåtil er i relativt god behold. De påstår kun at de sikkerhetsmarginene som er foreskrevet ikke er overholdt.

Det generelle inntrykket er at broen er dårlig egnet til å møte fremtidens krav til en jernbane som skal være et konkurransedyktig og effektivt transportalternativ. Broen er ikke desto mindre svært fin, og representerer et håndverk som ikke lenger praktiseres i noen stor grad. Den er bare ikke egnet til dagens jernbanetraffikk. Den kunne fortsatt hatt et langt liv foran seg uten fullt så tung trafikk, hvis det ikke var for isgangen i elva.

5.2 Videre arbeid

Følgende emner kan være interessante for videre arbeid:

- Dynamisk analyse. Broens dynamiske egenskaper ble bare så vidt berørt i denne oppgaven. Her kan det blant annet tas hensyn til demping og ulike systemmodellens innvirkning på egenfrekvens.
- Kontrollere detaljer og forbindelser. Spesielt bør virkningen av naglehull i staver i strekk undersøkes da naglene bidrar til trykkapasitet.
- Naglekapasitet. Både i forbindelsene mellom ulike staver og i tverrsnittene.
- Stabilitet. Knekking av trykkpåkjennte staver.
- Utmatting. Svært relevant for en gammel stålkonstruksjon av denne typen.
- Virkning av slitasje, sveising og rust. Det er i denne analysen antatt hele tverrsnitt. Ifølge hovedinspeksjonen i 2008 er det påvist moderate mengder rust stedvis på brua. Det kan også være sprekker i konstruksjonen etter sveisearbeid.
- Kontrollere pilarer og landkar. Disse er ikke berørt i analysen.
- Temperaturlast. Temperaturforskjeller kan skape tvangskrefter i konstruksjonen.
- Ulykkeslaster. Broen skal ikke velte eller bryte sammen hvis et tog havner utenfor skinnene eller balanserer mot veggen.

6 Bibliografi

1. **Store Norske Leksikon.** Store Norske Leksikon - Bro. *Store Norske Leksikon*. [Internett] 2013. [Sitert: 5 mai 2015.] <https://snl.no/bro>.
2. **Bjerke, Thor.** *Banedata 2013*. Hamar/Oslo : NJK Forlaget, 2013. ISBN 978-82-90286-35-9.
3. **Jernbaneverket.** Nyhetersarkiv: Tid for utskifting av bru fra 1902. *Jernbaneverket*. [Internett] 12 mai 2014. [Sitert: 9 Juni 2015.] <http://www.jernbaneverket.no/no/Nyheter/Nyhetsarkiv/2014/Tid-for-utskifting-av-bru-fra-1902/>.
4. **Abaqus Documentation.** 29.3.3 - Choosing a beam element. *Abaqus Analysis User Guide (6.13)*. [Internett]
5. **Bell, Kolbein.** *Finite Element Analysis*. Bergen : Fagbokforlaget, 2014. ISBN 978-82-321-0268-6.
6. **Thomas, Leif.** *Stormbull Stålbok 1955*. Oslo : Stormbull, 1955.
7. **Institutt for Konstruksjonsteknikk, NTNU.** *Stålkonstruksjoner. Profiler og formler. 3. utgave*. Trondheim : Tapir Akademisk Forlag, 2003. ISBN 978-82-519-1837-4.
8. **Det Norske Veritas.** *Determination of Structural Capacity by Non-linear FE analysis Methods*. s.l. : DNV, 2013.
9. **Abaqus Documentation.** 23.1.1 - Inelastic Mechanical Properties. *Abaqus Analysis User's Guide (6.13)*. [Internett]
10. **Jernbaneverket.** Teknisk regelverk - Bruer/Prosjektering og bygging/Laster. *Jernbaneverket - Teknisk regelverk*. [Internett] 16 januar 2015. [Sitert: 8 juni 2015.] https://trv.jbv.no/wiki/Bruer/Prosjektering_og_bygging/Laster.
11. **NS-EN 1991-2:2003 Laster på konstruksjoner del 2: Trafikklast på bruer. 2003.**
12. **Implenia.** Pressemelding fra Implenia. [Internett] Implenia, 9 Januar 2015. [Sitert: 10 Mars 2015.] http://www.implenia.no/no/news_hs-go?newsId=119&lang=no.
13. **Vayas, Ionannis et al.** *Design of Steel-Concrete Composite Bridges to Eurocodes*. s.l. : CRC Press, 2013. ISBN 1466557443.
14. **NS-EN 1990:2002/A1:2005+NA:2010 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, endringsblad A1. 2005.**
15. **NS-EN 1990:2002+NA:2008 Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. 2002.**
16. **Larsen, Per Kr.** *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*. Oslo/Trondheim : Akademika forlag, 2010. ISBN 978-82-519-2285-2.

17. NS-EN 1993-1-1:2005 Prosjektering av stålkonstruksjoner del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. 2005.

18. Eie, John. Stålkonstruksjoner. Kristiansand : NKI Forlaget, 2010. ISBN 978-82-562-7053-8.

19. NS-EN 1993-2:2006 Prosjektering av stålkonstruksjoner del 2: Bruer.

Vedlegg 1: Dimensjonerende laster

Karakteristisk	LM71 line	LM71 conc.	LM71 ecc.	SW/0	Unl. train	Brake axial	Brake concent.	Nosing force	Wind	Wind eccer	Dead load	Perm. comp.
6.10a	-80000	-250000	19.93	133000	-10000	-5000	-175000	-50000	8000	5773	-9.81	-8300
gr 11	-28248	-88275	28	0	0	-6600	-231000	0	0	0	-14.57	-3081
gr 12	0	0	0	0	-3300	0	0	-33000	2816	7847	-14.57	-3081
gr 13	-28248	-88275	28	0	0	-6600	-231000	-66000	0	0	-14.57	-3081
gr 14	-28248	-88275	28	0	0	0	0	-66000	0	0	-14.57	-3081
gr 15	-28248	-88275	28	0	0	-6600	-231000	-66000	0	0	-14.57	-3081
vind	-28248	-88275	28	0	0	0	0	0	2816	0	-14.57	-3081
6.10b	-35310	-110344	35	0	0	-6600	-231000	0	0	0	-12.97	-2742
gr 11	0	0	0	0	-4125	0	0	-33000	2816	7847	-12.97	-2742
gr 12	-28248	-88275	28	0	0	-8250	-288750	-66000	0	0	-12.97	-2742
gr 13	-28248	-88275	28	0	0	0	0	-66000	0	0	-12.97	-2742
gr 14	-28248	-88275	28	0	0	0	0	-66000	0	0	-12.97	-2742
gr 15	-28248	-88275	28	0	0	-6600	-231000	-82500	0	0	-12.97	-2742
vind1	-35310	-110344	35	0	0	0	0	0	2816	7847	-12.97	-2742
vind2	-28248	-88275	28	0	0	0	0	0	3520	9808	-12.97	-2742
sw/0	0	0	0	58703	0	0	0	0	0	0	-12.97	-2742

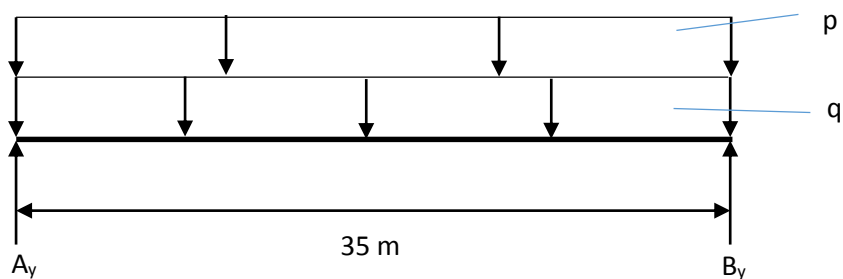
Vedlegg 2: Kontrolloverslag

Betrakter én bærevegg og forutsetter at den tar halve lasten.

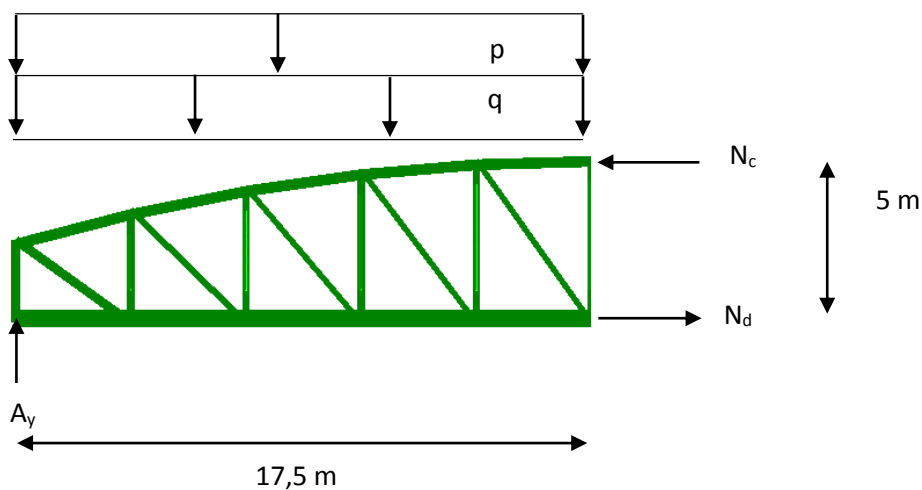
Permanente laster: $80989 \text{ kg} \cdot 9,81 \text{ m/s}^2 = 397,25 \text{ kN}$

Fordelt over spennet: $q = 397,25 \text{ kN} / 35 \text{ m} = 11,35 \text{ kN/m}$

Variabel last: $p = 5 \text{ kN/m}$



$$A_y = B_y = \frac{11,35 + 5}{2} \cdot 35 = 286,1 \text{ kN}$$



$$\sum M_d = 286,1 \cdot 17,5 - (5 + 11,35) \cdot \frac{17,5^2}{2} - N_c \cdot 5 = 0$$

$$\rightarrow N_c = 500,6 \text{ kN}$$

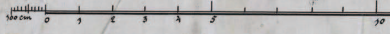
Vedlegg 3: Tegningsgrunnlag

Tegningene er ikke i skala.

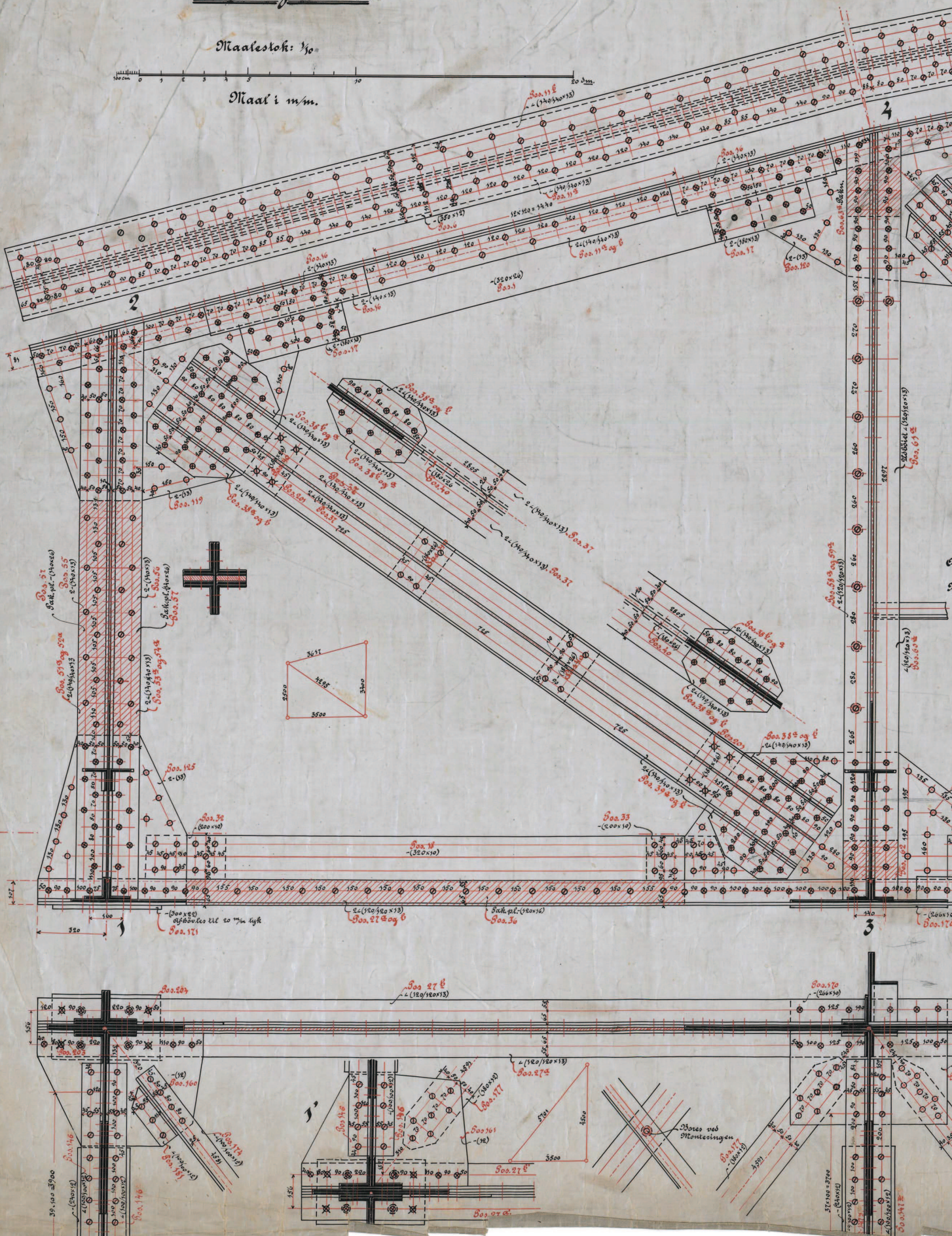
Bro over Stordalselven ved Hell. Rom. Spr. th.

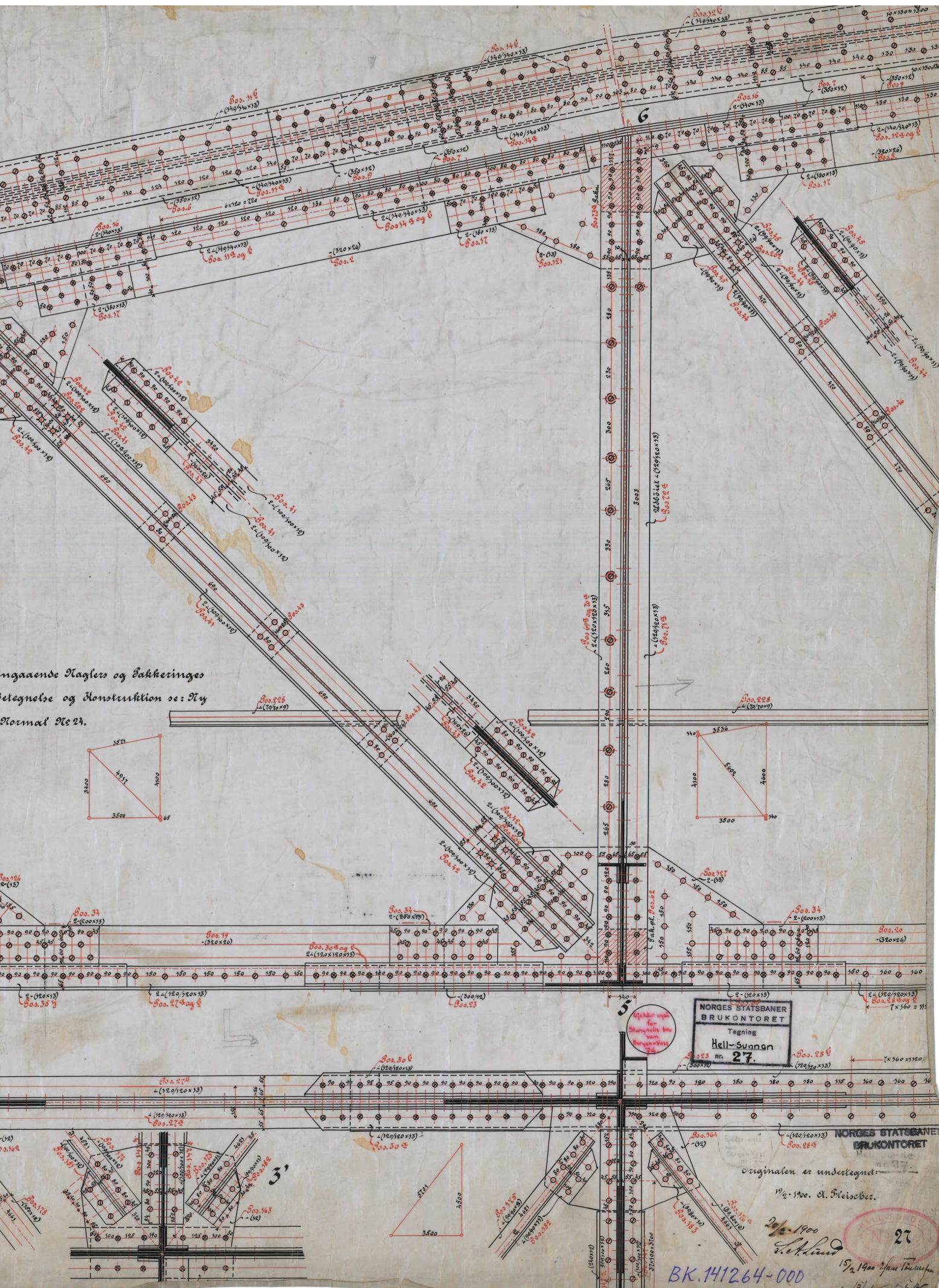
Detaljer Pl. 1.

Maalestok: 1/50



Maal i m/m.





Angående Naglers og Sækkeringes
 Betegnelse og Konstruktion se: Nyl
 Normal Nr. 24.



NORGES STATSBANER
 BRUKONTRET
 Tegning
 Hell-Sunnan
 nr. 27.

NORGES STATSBANER
 BRUKONTRET

originalen er underskrevet:
 19/2-1900. A. Preisner.

20/2-1900
 S. K. Lind

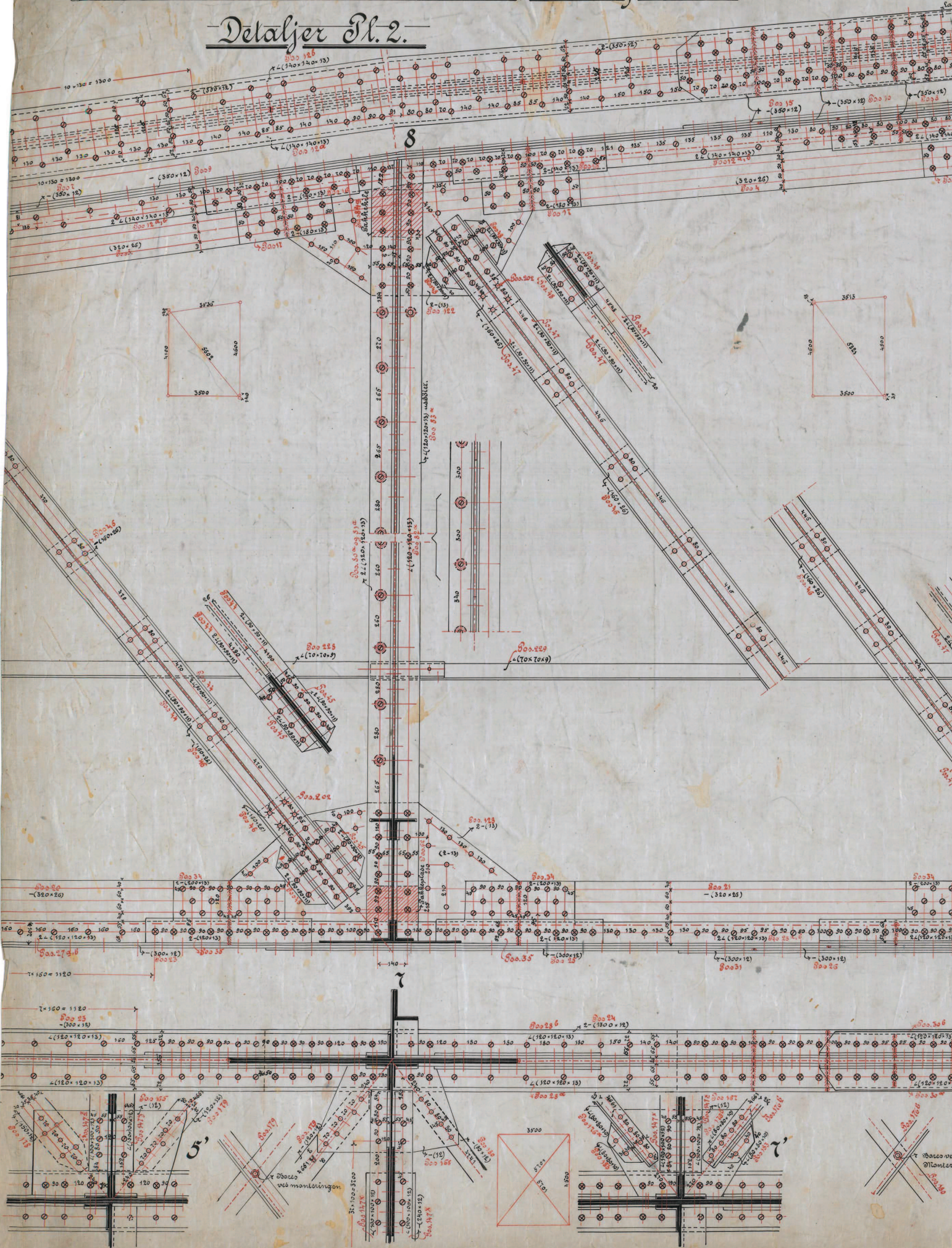
19/2-1900
 10/2/00
 27

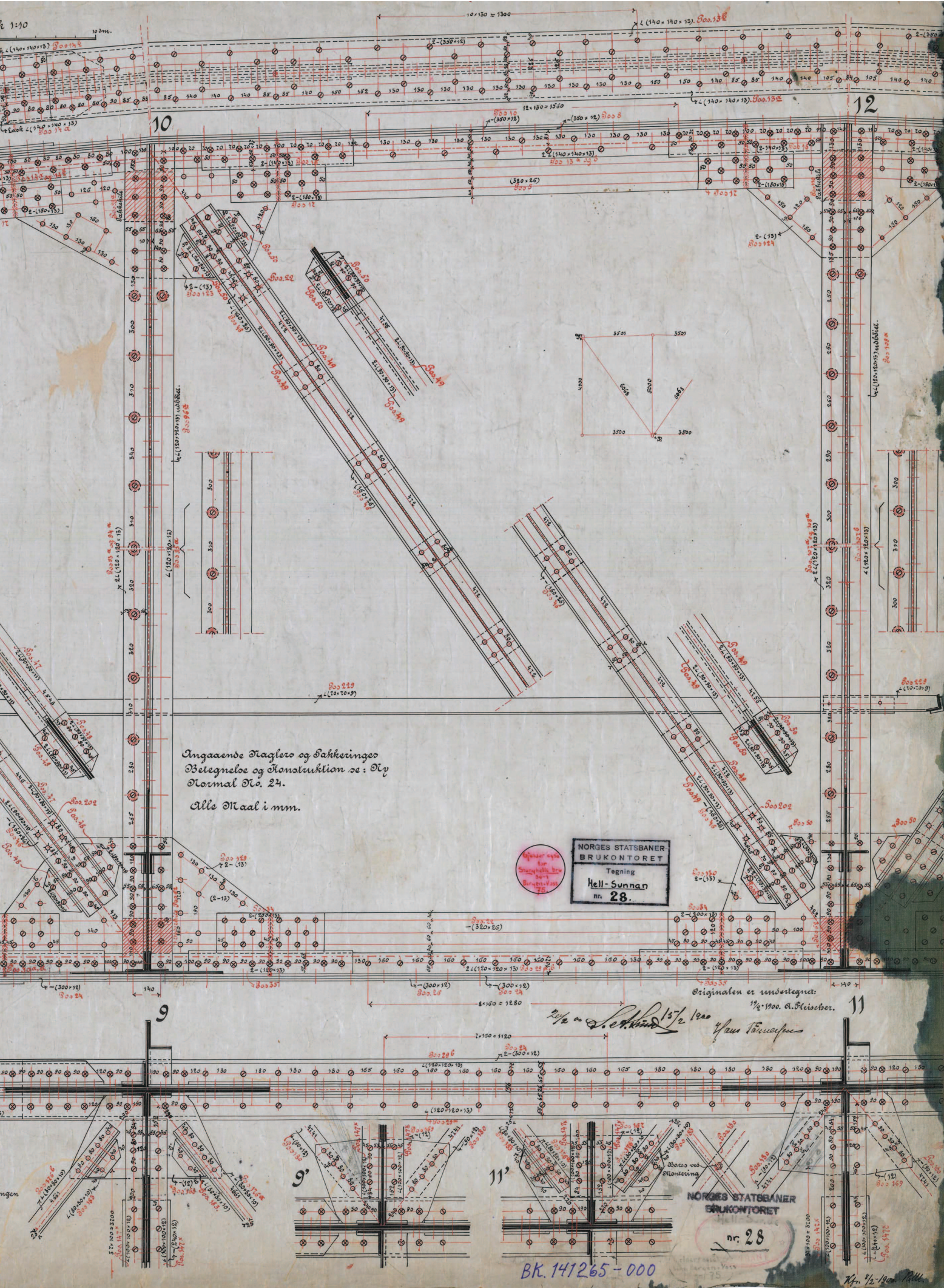
BK.141264-000

Bro over Stördalselven ved Dell, 35,0m Spv. theor.

Detaljer Pl. 2.

Maaleet





Inngaaende Taglere og Sakhveringer
 Betegnelse og Konstruktion se: Ny
 Normal No. 24.
 Alle Maal i mm.

NORGES STATSBANER
 BRUKKONTRET
 Tegning
 Hell-Sunnan
 nr. 28.

Originalen er underskrevet:
 1/2 1900, A. Fleischer.

1/2 1900
 A. Fleischer

NORGES STATSBANER
 BRUKKONTRET
 nr. 28

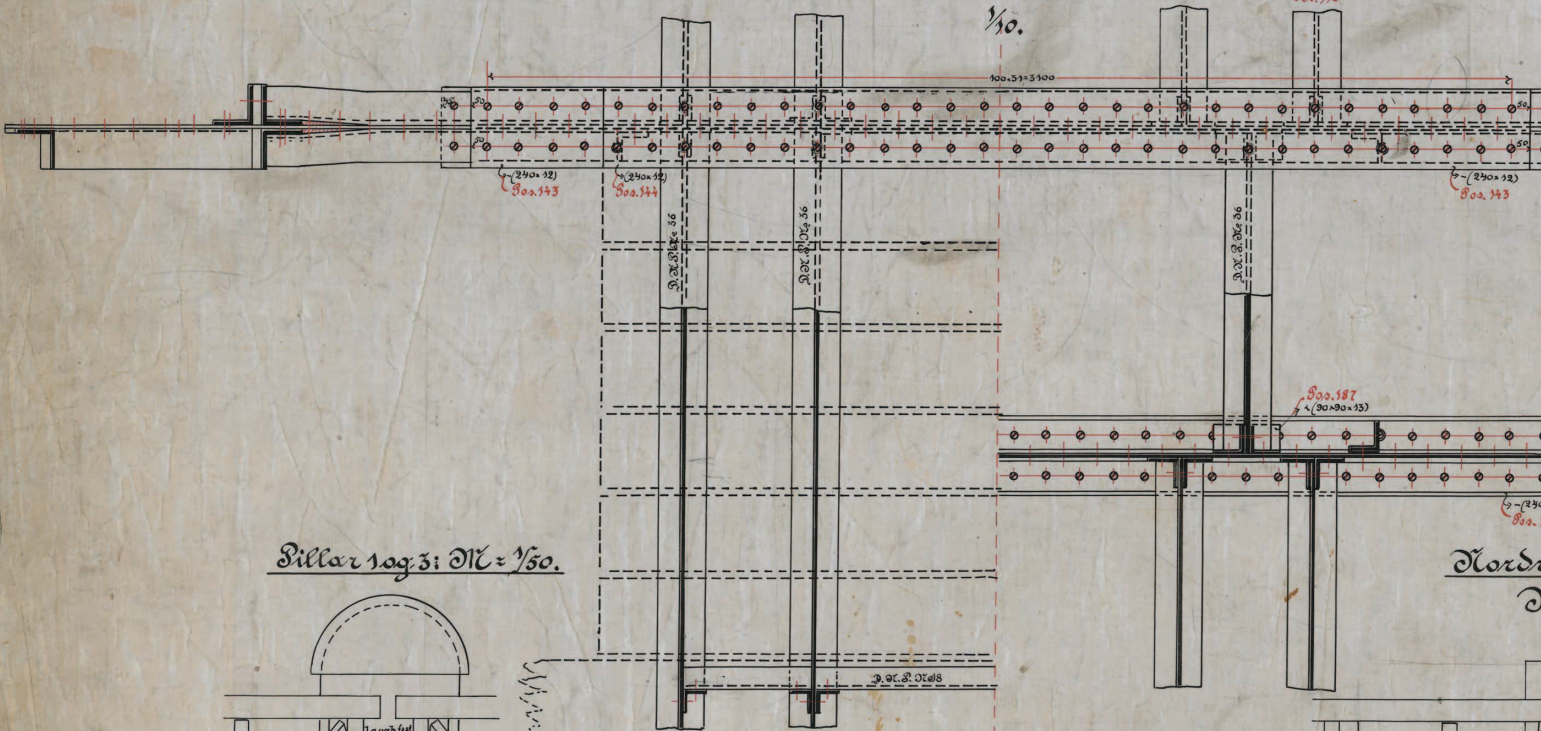
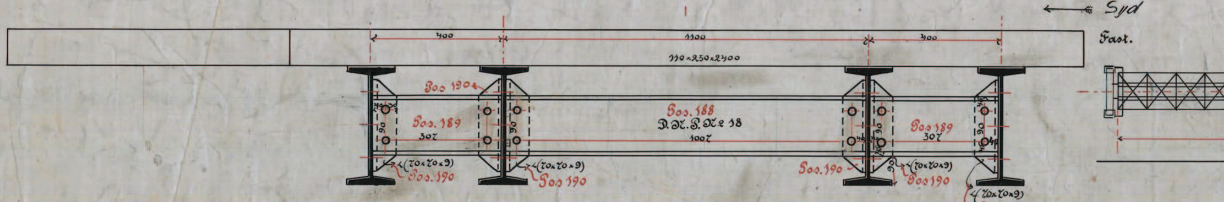
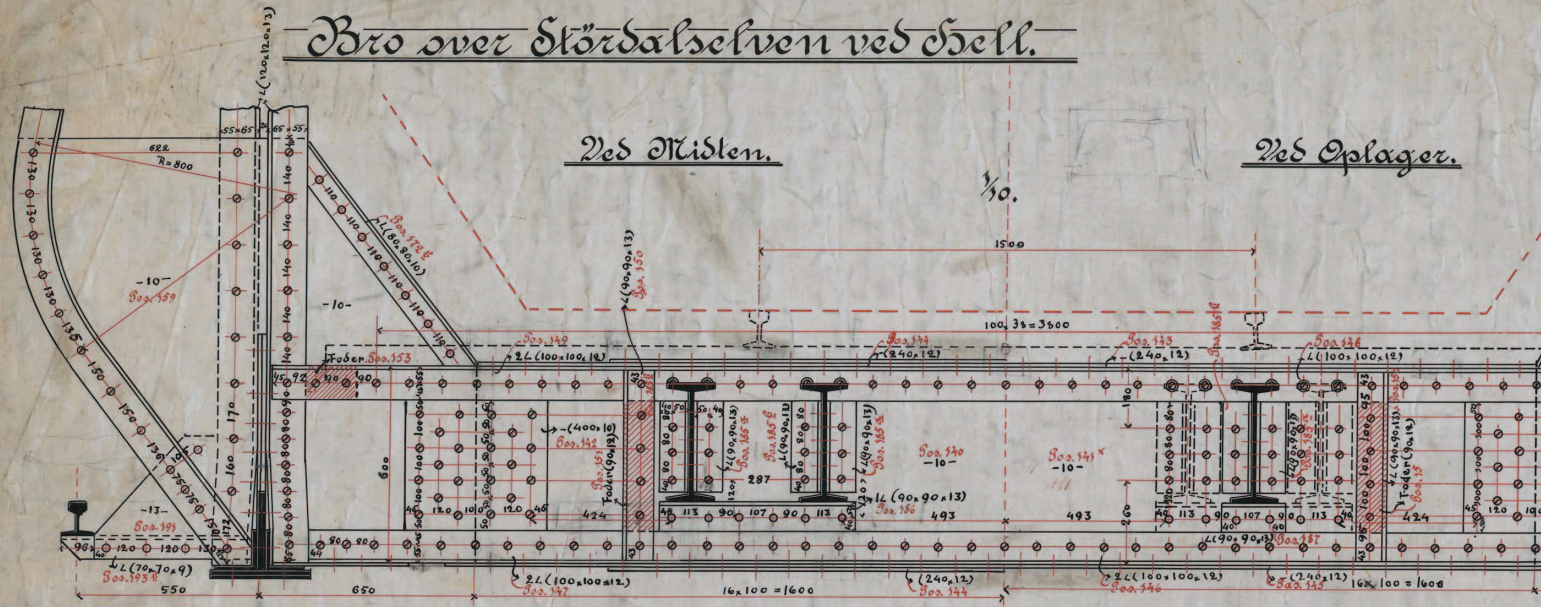
BK. 141265-000

1/2 1900

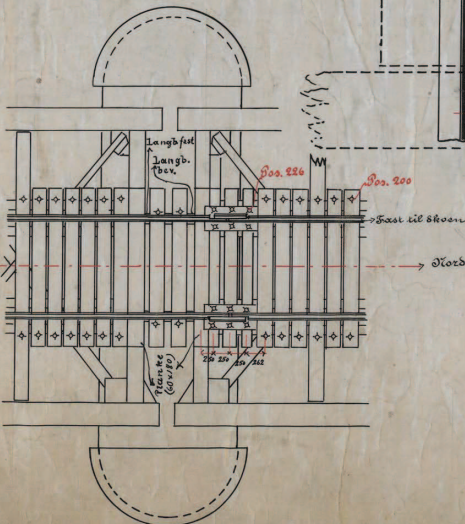
Bro over Stördalselven ved Sjøll.

Ved Midten.

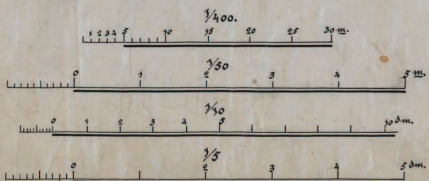
Ved Oplager.



Pillar 1 og 3: M = 1/50.



Maaleskikke.

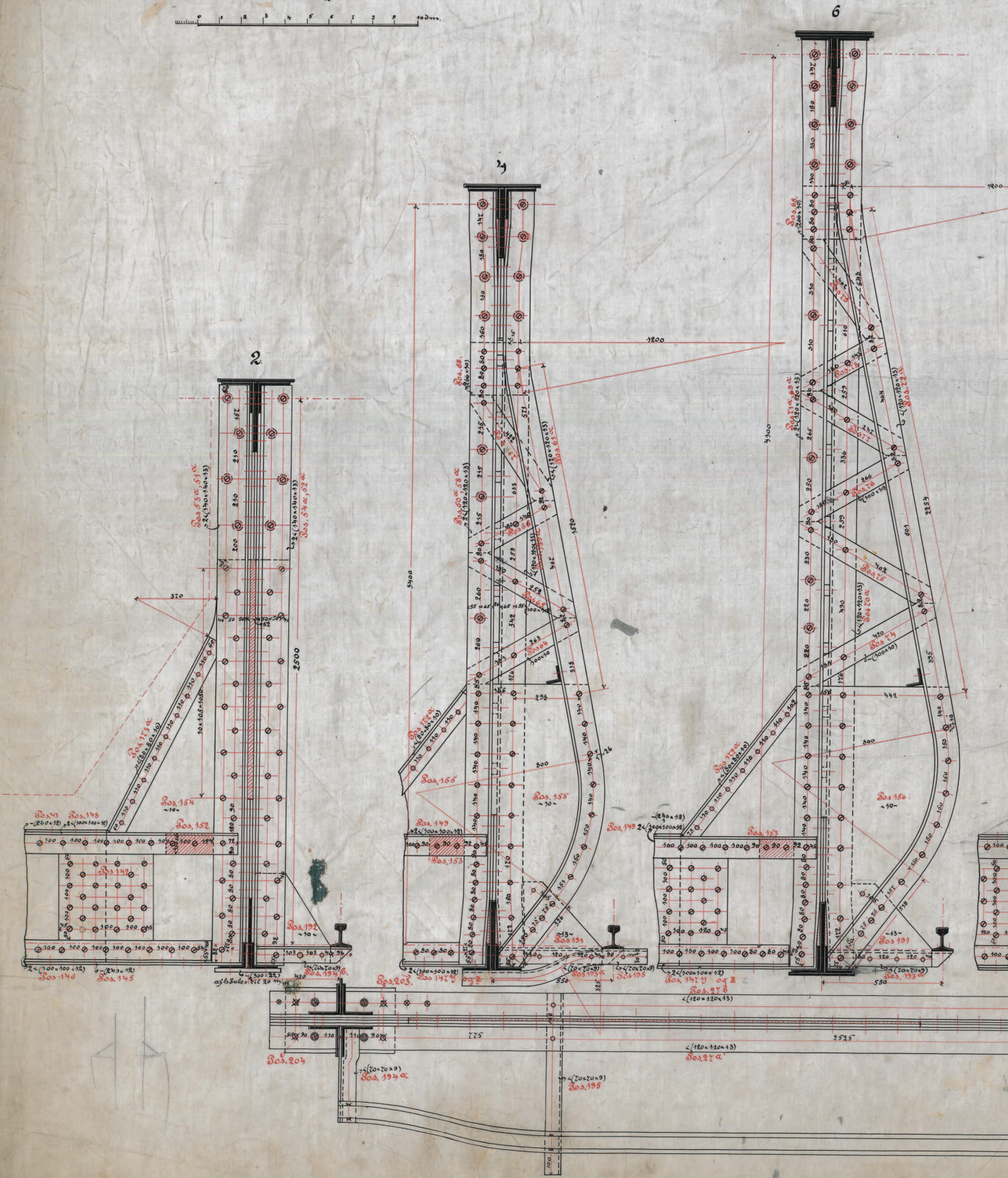
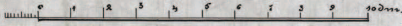


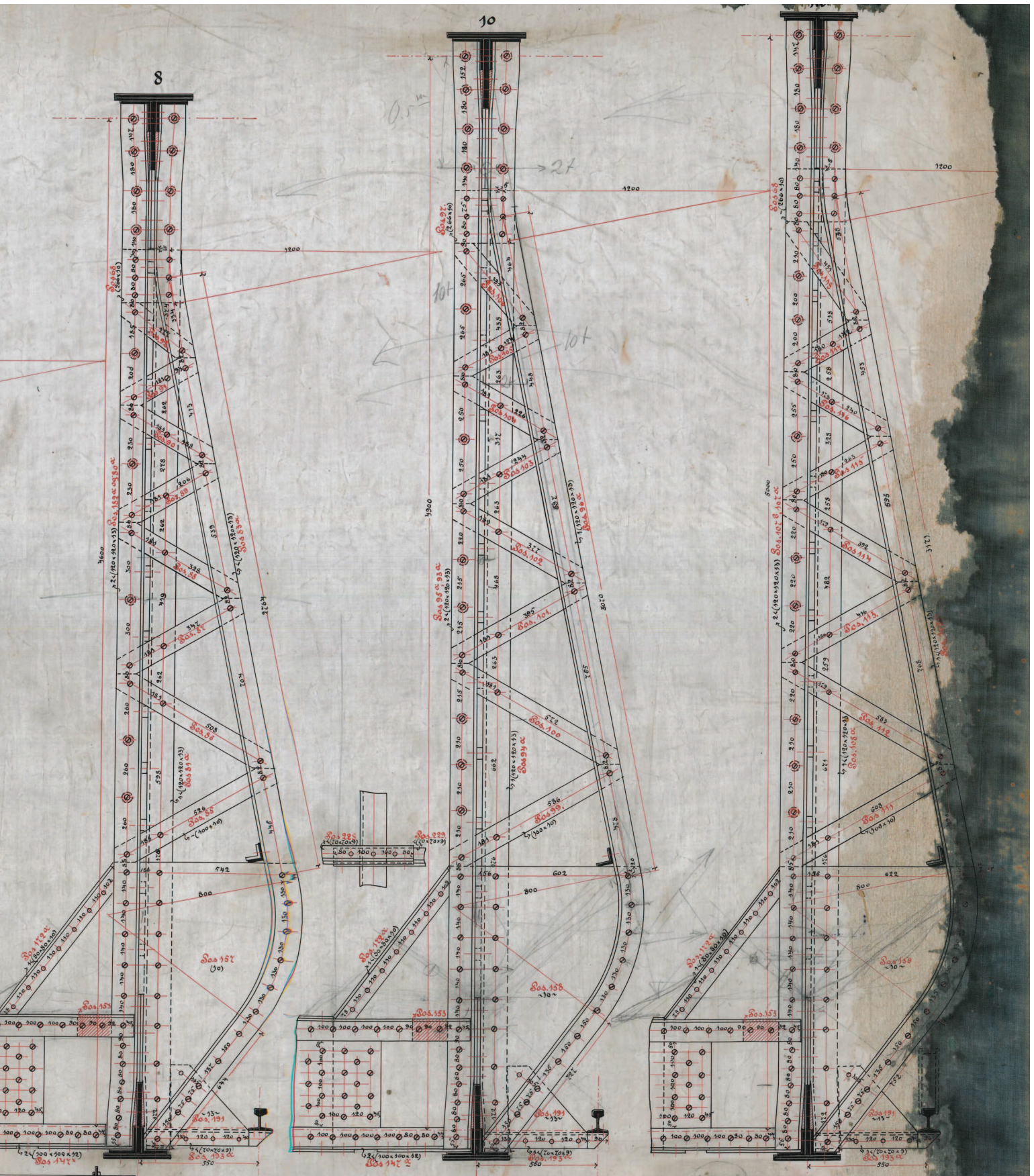
Maali m/m.

Bro over Stördalselven ved Hell.

Detaljer Bl. 3.

Maalestok No.





Angaaende Lagters og Sækkeringes
 Beteegnelse og Konstruktion se:
 Ny Normal Nr 24.
 Alle Maal i m.

Størrelse
 1:200
 1:100
 1:50
 1:25
 1:10
 1:5
 1:2

NORGES STATSBANER
 BRUKONTORET
 Tegning
 Hell - Sunnan
 nr. 29.

NORGES STATSBANER
 BRUKONTORET
 Hell - Sunnan
 nr. 29

Km. 584,85

Originalen er underskrevet
 1921-1900. A. Fleischer.

BK. 141266-000

1/2 av S. S. Sund
 1921
 1/2 av M. I.