

# Tilstandsvurdering av bruer i det norske jernbanenettet

Litteraturstudie, lastmodeller,  
konstruksjonsmodellering og analyse

**Line Thingstad Storstad**

Bygg- og miljøteknikk

Innlevert: juni 2014

Hovedveileder: Anders Rönquist, KT

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet  
Institutt for konstruksjonsteknikk





## MASTEROPPGAVE 2014

FAGOMRÅDE: Prosjektering av konstruksjoner	DATO: 06.6.2014	ANTALL SIDER: 177
---	--------------------	----------------------

TITTEL:

**Tilstandsvurdering av bruer i det norske jernbanenettet**  
Condition Survey of Bridges in the Norwegian Railway Network

UTFØRT AV:

Line Thingstad Storstad



SAMMENDRAG:

Denne masteroppgaven tar sikte på å presentere status i det norske jernbanenettet gjennom å undersøke tilstanden til eksisterende jernbanebruer.

Første del av rapporten gir en introduksjon til den generelle tilstanden til jernbanenettet. Det redegjøres for vedlikeholdsbehov og etterslep, bevilgninger, menneske- og godstransport, samt en oversikt over hvordan jernbanen er oppbygd.

I andre del blir to av Norges jernbaner gjenstand for nærmere analyse; Sørlandsbanen og Nordlandsbanen. Her presenteres banens historie og bruksmønster, men mer i detalj gis en oversikt over alle bruene som binder banen sammen. Ulike parametere som material, brutyper, spennlengder og alder blir sammenlignet for å se om det er noen typer som er mer eller mindre typiske og/eller dominerende for banestrekningen. Basert på disse vurderingene blir to "bru-case" valgt ut for nærmere kontroll; pendelpilarbrua Trollaldalen Viadukt på Nordlandsbanen og fagverksbrua Eidselva Bru på Sørlandsbanen. Analyse av disse kan da i større eller mindre grad være representative for flere av sitt slag.

Tredje del er en gjennomgang av regelverket for laster på jernbanebruer. Først blir de utgåtte lastmodellene fra 1899, 1932 og 1958 presentert, med en visualisering av hvordan den historiske utviklingen har vært. Deretter blir dagens lastmodell, "Lastmodell 1971" gjennomgått mer i detalj i henhold til gjeldende regelverk. Her introduseres alle aktuelle laster generelt, for så å spesifisere hva hver og en av de betyr for henholdsvis Trollaldalen Viadukt og Eidselva Bru. Lastkombinering, lastfaktorer, materialfasthet og lignende blir også gjennomgått i denne delen. Til slutt blir alle karakteristiske laster summert opp og presentert i den formen de skal implementeres i senere FEM-analyse.

Fjerde og femte del er konstruksjonsanalyse og kontroll av henholdsvis Trollaldalen Viadukt og Eidselva Bru. En Finite Element Model (FEM) blir bygd opp av hver bru i SAP2000, for så å belaste de med de dimensjonerende lastene, jamfør reglene for lastkombinering. Det trekkes konklusjoner ut fra resultatene i SAP2000, og disse verifiseres og suppleres med håndberegninger. Resultatene viser at Trollaldalen Viadukt så vidt oppfyller kravene til dagens standard, mens Eidselva Bru overskrider grenseverdiene på noen punkter.

Avslutningsvis vurderes muligheten for endrede parametere som last, hastighet og tverrsnitt opp mot konstruksjonsanalysen. Deretter blir resultatene vurdert opp mot den generelle tilstanden til bruene i det norske jernbaneverket som ble introdusert i starten.

FAGLÆRER: Førsteamanuensis Anders Rönnquist  
VEILEDER(E): Førsteamanuensis Anders Rönnquist  
UTFØRT VED: Institutt for konstruksjonsteknikk



## Masteroppgave for Stud.techn. Line Thingstad Storstad, våren 2014

### Tilstandsvurdering av bruer i det norske jernbanenettet

#### *Condition Survey Of Bridges In The Norwegian Railway Network*

Det norske jernbanenettet består i dag av mer enn 4000 km med spor der ca. 2500 km er elektrifisert og 250 km er dobbeltspor. Videre har den norske nasjonale jernbanenettet mer enn 700 tunneler og 2500 broer og er i vekst. I dag blir over 12 millioner tonn gods transportert på jernbanenettet hvert år med et mål om å doble dette innen 2020. Antallet passasjerer som reiser på jernbanenettet er godt over 56 millioner i året. Dermed er det av stor betydning å sikre de investeringene som er gjort i norsk jernbaneinfrastruktur. Kravene til jernbanenettet vil dermed øke på grunn av økt antall passasjerer så vel som økning av antall tog og større aksellast. Spesielt vil en økning i antall avganger og høyere hastigheter øke etterspørselen av detaljert kunnskap om de eksisterende strukturer innenfor jernbanenettet for å opprettholde og forbedre dagens servicenivå.

Oppgaven skal fokusere på eksisterende jernbanebruer med utgangspunkt i en strekningstankegang. Det er tenkt å inkludere det spesielle for jernbaneverket ved sin strekningstankegang, et system basert på enkeltspor. Som del av oppgaven er det tenkt å gjennomføre en overordnet kartlegging av jernbanebruer: antall, spennlengder, type bæresystemer, og materialbruk. Resultatet benyttes videre for å identifisere enkelte kandidater for nærmere kontroll på en avgrenset strekning. De valgte bruene skal så kontrolleres mot regelverket der ulike aktuelle problemstillinger trekkes frem og utforskers. Det bør redegjøres for opprinnelige intensjoner og videreføre/utvikle behovene for dagens bruk. I tillegg til tradisjonelle konstruktive styrke- og bruksegenskaper stilles det krav til funksjonalitet, noe som kan evalueres i en bred forstand.

Litteratur studie, analytiske og numerisk modellering, State-of-the-art:

- Aktuelle brotyper, antall og karakteristikk
  - oppbygning, muligheter og begrensinger
- Historisk evaluering av utviklingen til laststandarder
  - Hvilke, økning av laster, innføring av nye kontroller ...
- Evaluering av valgt strekning(er), strategi for valg av gode kandidater til ekstra kontroll
- Aktuelle problemstillinger til å fokusere på
  - endring i laster, spenningsvekslinger, spesielt utsatte komponenter, vedlikeholdsstøtte
- Bruk av SAP2000 til modellering og kontroll av enkelte bruer
- Muligheter for enkle kontroller, overslag ved hjelp av handberegninger/forenklete metoder

Det vil være opp til kandidaten at selv vektlegge de enkelte delene i oppgaven der oppgaven utføres i henhold til retningslinjer for utførelse av hovedoppgaven ved Institutt for konstruksjonsteknikks gitt på instituttets hjemmesider.

Faglærer, Anders Rönquist, NTNU

**Besvarelsen skal leveres innen 10. juni 2014**



## 0.1 FORORD

---

Denne rapporten er en avsluttende masteroppgave i studieretningen Bygg- og miljøteknikk ved NTNU, våren 2014. Oppgaven er skrevet under Institutt for Konstruksjonsteknikk i løpet av 20 uker og tilsvarer 30 studiepoeng.

Rapporten tar sikte på å presentere status i det norske jernbanenettet gjennom å undersøke tilstanden til eksisterende infrastruktur. En overordnet vurdering etterfølges av en spesifikk analyse av to jernbanebruer. Rapporten forsøker således å gi et bredere bilde enn bare det rent konstruksjonstekniske ved en bru.

Oppgaven har vært utfordrende på mange måter, og spesielt med tanke på informasjonsinnhenting. Bruanalysen er basert på 70-90 år gamle tegninger, og det har tidvis vært vanskelig og tidkrevende å finne informasjon om materialkvalitet, profildimensjoner og annen nødvendig kunnskap. Dette har betydd mye prøving og feiling, men har også vært veldig spennende og lærerikt.

Jeg vil takke Arne Vik og Åsmund Tøsse fra Jernbaneverket for all informasjon og gode tips de har delt i løpet av vårsemesteret. Jeg vil spesielt takke veileder Anders Rönquist for all kunnskap, tålmodighet og inspirasjon underveis i prosessen.

Juni 2014

Line Thingstad Storstad

# INNHOLDSFORTEGNELSE

---

0.1	FORORD .....	V
0.2	FIGURLISTE.....	VIII
0.3	TABELLISTE.....	X
0.4	SAMMENDRAG .....	1
0.5	ABSTRACT.....	2
0.6	INNLEDNING .....	3
<b>1</b>	<b>TEORI, POLITIKK OG STATISTIKK.....</b>	<b>5</b>
1.1	JERNBANEN ANNO 2014 .....	5
1.2	VEDLIKEHOLD OG ETTERSLEP .....	7
1.3	OPPBYGNINGEN AV JERNBANEN .....	10
1.4	EN GENERELL OVERSIKT OVER BRUENE I DET NORSKE JERNBANENETTET .....	11
<b>2</b>	<b>ANALYSE AV TO JERNBANESTREKNINGER .....</b>	<b>14</b>
2.1	ANALYSE AV: NORDLANDSBANEN.....	14
2.2	ANALYSE AV: SØRLANDSBANEN.....	18
<b>3</b>	<b>LASTER PÅ JERNBANEBRUER.....</b>	<b>21</b>
3.1	GENERELT.....	21
3.2	HISTORISK UTVIKLING AV LASTFORSKRIFTENE.....	22
3.3	PARTIALFAKTORMETODEN .....	26
3.4	MATERIALFASTHET OG MATERIALFAKTORER .....	26
3.5	LASTFAKTORER OG LASTKOMBINERING .....	27
3.6	EGENLAST.....	33
3.7	VERTIKAL TRAFIKKLAST .....	35
3.8	DYNAMISKE EFFEKTER .....	38
3.9	EKSENTRISITET AV LM71 .....	44
3.10	HORISONTALLASTER .....	47
3.11	SNØLAST .....	54
3.12	VINDLAST .....	55
3.13	OPPSUMMERING ALLE LASTER .....	59
3.14	BRUKSGRENSE: ROTASJON OG NEDBØYING .....	60
3.15	MODELLERING I SAP2000.....	66
3.16	LASTPÅFØRING I SAP2000.....	69
<b>4</b>	<b>KONSTRUKSJONSANALYSE OG KONTROLL AV TROLLDALEN VIADUKT .....</b>	<b>71</b>
4.1	PRESENTASJON .....	71
4.2	VURDERING AV MEKANIKKEN.....	75
4.3	DYNAMISK KONTROLL: EGENFREKVENSANALYSE.....	76
4.4	STATISK ANALYSE - RESULTATER FRA SAP2000 .....	84
4.5	ETTERKONTROLL AV DIAGONALSTAG .....	85
4.6	SPENNENE.....	88
4.7	BØYING I VERTIKALRETNING .....	89
4.8	TORSJON AV DEKKET .....	96
4.9	PENDELPILARENE – GLOBAL KNEKKING .....	104
4.10	RESTKAPASITET OG FRAMTIDSUTSIKTER .....	109
4.11	OPPSUMMERING OG KONKLUSJON TROLLDALEN VIADUKT .....	111
<b>5</b>	<b>KONSTRUKSJONSANALYSE OG KONTROLL AV EIDSELVA BRU .....</b>	<b>112</b>



5.1	PRESENTASJON .....	112
5.2	LASTPÅFØRING .....	113
5.3	EGENFREKVENSANALYSE .....	115
5.4	RESULTATER FRA SAP2000 .....	118
5.5	KONTROLL AV VINDFAGVERK.....	119
5.6	KONTROLL AV TVERRBÆRER .....	120
5.7	FAGVERK .....	126
5.8	KNUTEPUNKT .....	138
5.9	FRAMTIDSUTSIKTER EIDSELVA BRU .....	148
5.10	MAKS AKSELLAST .....	150
5.11	OPPSUMMERING OG KONKLUSJON EIDSELVA BRU .....	155
<b>6</b>	<b>ENDELIG KONKLUSJON.....</b>	<b>156</b>
<b>7</b>	<b>BIBLIOGRAFI .....</b>	<b>157</b>
<b>8</b>	<b>VEDLEGG.....</b>	<b>160</b>
8.1	VEDLEGG A: LASTMODELL 1899.....	160
8.2	VEDLEGG B: LASTMODELL 1932 A OG B .....	161
8.3	VEDLEGG C: LASTMODELL 1958.....	162
8.4	VEDLEGG D: ARBEIDSTEGNINGER TROLLDALEN VIADUKT.....	163
8.5	VEDLEGG E: ARBEIDSTEGNINGER EIDSELVA BRU .....	166

## 0.2 FIGURLISTE

FIGUR 1-1: ETTERSLEP PÅ VEDLIKEHOLD I % AV 1 650 MILLIONER KR	8
FIGUR 1-2: ÅRLIG VEDLIKEHOLDSBEHOV I % AV 142 MILLIONER KR	8
FIGUR 1-5: KYLLING BRU (1923) FOTO: MORTEN KIELLAND [13]	11
FIGUR 1-6: BREMSA BRU (2000) FOTO: NJÅL SVINGHEIM [14]	11
FIGUR 1-7: FORDELING AV BRUER MED HENSYN PÅ MATERIALTYPE	12
FIGUR 1-8: FORDELING AV BYGGEÅR FOR STÅLBRUER	12
FIGUR 2-1: FORDELING AV BYGGEÅR PER MATERIALTYPE	15
FIGUR 2-2: FORDELING AV BYGGEÅR OG MATERIALTYPE AV BRUER > 20 M PÅ NORDLANDSBANEN	15
FIGUR 2-3: TROLLDALEN VIADUKT SETT FRA SIDEN	17
FIGUR 2-4: TROLLDALEN VIADUKT, PENDELPILAR	17
FIGUR 2-5: FORDELING AV BYGGEÅR OG MATERIAL PÅ SØRLANDSBANEN	19
FIGUR 2-6: EIDSELVA BRU SETT FRA SIDEN. FOTO: THOMAS MARCOVIC [23]	20
FIGUR 2-7: EIDSELVA BRU SETT LANGS JERNBANESPORET [24]	20
FIGUR 3-1: LASTMODELL 1899	22
FIGUR 3-2: LASTMODELL 1932 A	22
FIGUR 3-3: LASTMODELL 1932 B	23
FIGUR 3-4: LASTMODELL 1958	23
FIGUR 3-5: MOMENTØKNING	24
FIGUR 3-6: RELATIV ØKNING I AKSELLAST	24
FIGUR 3-7: RELATIV ØKNING I FORDELT LAST	25
FIGUR 3-8: LASTMODELL 71	35
FIGUR 3-9: LASTMODELLERNE SW/0 OG SW/2	36
FIGUR 3-10: GRENSEVERDIER EGENFREKVENS FOR BRUK AV DYNAMISK TILLEGG, $\Phi$ [25]	39
FIGUR 3-11: EKSENTRISITET AV LM71 [25]	44
FIGUR 3-12: SENTRIFUGALKRAFT [25]	47
FIGUR 3-13: OVERHØYDE	48
FIGUR 3-14: EKVIVALENT FORDELT LAST	50
FIGUR 3-15: SNITT AV EIDSELVA BRU (VENSTRE) OG TROLLDALEN VIADUKT (HØYRE), SKALERT LIK. ANGREPSPUNKTET TIL SLINGRELASTEN VIST MED RØD PIL.	51
FIGUR 3-16: VINDLAST PÅ TROLLDALEN VIADUKT MED 4 M HØYT TOG	55
FIGUR 3-17: VINDFLATE EIDSELVA BRU	56
FIGUR 3-18: ROTASJONSBEGRENSNING [25]	60
FIGUR 3-19: STØRRELSFORHOLD OG EKSENTRISITET, SKALERT LIK	62
FIGUR 3-20: FAGVERKSVEGG OMGJØRES TIL EKVIVALENT PLATE	62
FIGUR 3-21: DEKKET OMGJØRES TIL EKVIVALENT PLATE	63
FIGUR 3-22: RANDBETINGELSER PENDELPILAR	67
FIGUR 3-23: SAP2000-MODELLEN SETT OVENFRA	67
FIGUR 3-24: MODELLERING AV PLATEBÆRER PÅ PENDELPILAR	68
FIGUR 3-25: RANDBETINGELSER FAGVERK, SETT FRA SIDEN	68
FIGUR 3-26: RANDBETINGELSER DEKKE, SETT OVENFRA	68
FIGUR 4-1: MODELL AV PLATEBÆRERDEKKE FOR EN JERNBANEBRU [41]	71
FIGUR 4-2: SAP2000-MODELL AV TROLLDALEN VIADUKT	72
FIGUR 4-3: MODELLERING AV PROFILER	72
FIGUR 4-4: MÅL PÅ PENDELPILARENE	73
FIGUR 4-5: BESKRIVELSE AV DIFFERDINGERBJELKEN	74

FIGUR 4-6: EGENSKAPER DIP, DIMEX OG DIMEL	74
FIGUR 4-7: DIFFERDINGERBJELKER BRUKT I TROLLDALEN VIADUKT OG MÅL PÅ AVSTIVNINGSPROFILER	74
FIGUR 4-9: RESPONSFORPLANTNING HVIS KONTINUERLIG DEKKE	75
FIGUR 4-10: SVINGEFORM MODE 1, 2 OG 3	76
FIGUR 4-11: FØRSTE SVINGEFORM AV HELE DEKKET	80
FIGUR 4-12: ANDRE SVINGEFORM AV HELE DEKKET	80
FIGUR 4-13: MAKS UTNYTTELSESGRAD I HVERT ELEMENT I TROLLDALEN VIADUKT	84
FIGUR 4-14: DIAGONAL SOM MODELLERT I SAP2000	86
FIGUR 4-16: SAP-MODELL AV PLATEBÆRERTVERRSNITT	88
FIGUR 4-17: PLATEBÆRERDEKKET SETT NEDENFRA	88
FIGUR 4-18: EIDSELVA BRU SOM EN FRITT OPPLAGT BJELKE MED VERTIKAL TRAFIKKLAST	90
FIGUR 4-19: SPENNINGSFORDELING OG REDUSERT TVERRSNITT PLATEBÆRER	92
FIGUR 4-20: SPENNINGSFORDELING, $\tau_M$ , FRA TORSJONSMOMENT	96
FIGUR 4-21: SKJÆRSTRØM I INNSPENNINGSSNITT	98
FIGUR 4-22: TVERRAVSTIVING SOM MODELLERES SOM PLATE	98
FIGUR 4-23: NUMMERERING AV PENDELPILARER	104
FIGUR 4-24: ÉN PENDELPILAR MED AKSESYSTEM	105
FIGUR 4-25: SPENNINGSFORDELING OG TVERRSNITTSREDUKSJON AV SØYLE I PILAR 4,5 OG 6	106
FIGUR 5-1: SAP2000-MODELL AV EIDSELVA BRU	112
FIGUR 5-2: INNFESTING SVILLE TIL LANGBÆRERE	113
FIGUR 5-4: UTNYTTELSESGRAD ALLE ELEMENTER I EIDSELVA BRU	118
FIGUR 5-5: EIDSELVA BRU SETT NEDENFRA [24]	119
FIGUR 5-7: UTSNITT AV TVERRBÆRER	121
FIGUR 5-8: LM71 PÅFØRT LANGBÆRERE OG VIDEREFØRT TIL TVERRBÆRERE	123
FIGUR 5-9: LAST FRA LANGBÆRERE PÅFØRT SOM PUNKTLAST PÅ TVERRBÆRER	123
FIGUR 5-10: LASTOMRÅDE SOM GÅR NED I ÉN TVERRBÆRER	124
FIGUR 5-11: FAGVERKET SETT OVENFRA, UTBØYD PÅ GRUNN AV KNEKKING	126
FIGUR 5-12: LM71 PÅ EIDSELVA BRU	129
FIGUR 5-13: FOTO FRA SISTE HOVEDINSPEKSJON [24]	131
FIGUR 5-14: OVERGURT MED MOTSTAND MOT SIDEVEIS FORSKYVNING	132
FIGUR 5-17: BRUAS TVERRSNITT MED AVSTIVNINGSPLATER	133
FIGUR 5-18: FORHOLD MELLOM HØYDE OG STIVHETS BIDRAG	133
FIGUR 5-19: TVERRSNITTSMÅL AV VERTIKALER	134
FIGUR 5-20: OVERGURTEN SETT FRA SIDEN MED ENHETSLAST 1000	134
FIGUR 5-21: 1. KNEKKEFORM, OVERGURTEN SETT OVENFRA	135
FIGUR 5-22: BRUAS TVERRSNITT UTEN AVSTIVNINGSPLATER	136
FIGUR 5-23: NORMALER FOR KLINKENAGLER OG PAKKERINGE	139
FIGUR 5-24: SPENNINGSFORDELING. BLÅ (STREKK) OG RØD (TRYKK)	140
FIGUR 5-25: FOTO AV KNUTEPUNKT EIDSELVA BRU [24]	141
FIGUR 5-26: ARBEIDSTEGNING KNUTEPUNKT EIDSELVA BRU	141
FIGUR 5-27: UTRIVNING AV NAGLEGRUPPE	143
FIGUR 5-28: KORROSJON VED UNDERGURT PÅ EIDSELVA BRU. FOTO: JERNBANEVERKET [24]	149

## 0.3 TABELLISTE

---

TABELL 1: VEDLIKEHOLDSETTERSLEP	7
TABELL 2: RELATIVT MAKSMOMENT	24
TABELL 3: LASTFAKTORER JERNBANELAST	28
TABELL 4: KOMBINASJONSFAKTORER JERNBANELAST	28
TABELL 5: LASTGRUPPER	30
TABELL 6: ALLE AKTUELLE LASTKOMBINASJONER	32
TABELL 7: VERDIER FOR SW-LAST	36
TABELL 8: TOTAL TRAFIKKLAST INKLUDERT DYNAMISK FAKTOR FOR TROLLEDALEN VIADUKT	41
TABELL 9: TOTAL TRAFIKKLAST INKLUDERT DYNAMISK TILLEGG FOR EIDSELVA BRU	43
TABELL 10: OPPSUMMERING ALLE LASTER	59
TABELL 11: GRENSEVERDIER FOR DREINING AV DEKKET	60
TABELL 12: VERTIKAL NEDBØYNINGSBEGRENSNING	65
TABELL 13: FORMFUNKSJONER OG TILHØRENDE EGENFREKVENSER PENDELPILARER 4, 5 OG 6	81
TABELL 14: FORMFUNKSJONER OG TILHØRENDE EGENFREKVENSER PENDELPILARER 3 OG 7	81
TABELL 15: FORMFUNKSJONER OG TILHØRENDE EGENFREKVENSER PENDELPILARER 2 OG 8	82
TABELL 16: FORMFUNKSJONER OG TILHØRENDE EGENFREKVENSER PENDELPILARER 1 OG 9	82
TABELL 17: UTNYTTELSESGRADER	84
TABELL 18: KLASSIFISERING AV TVERRSNITTSDELER	91
TABELL 19: KLASSIFISERINGSGRENSER	105
TABELL 20: KLASSIFISERING AV SØYLER I PENDELPILARENE	105
TABELL 21: OPPSUMMERING KNEKKLASTER	108
TABELL 22: FORMFUNKSJONER OG TILHØRENDE EGENFREKVENSER FAGVERK	115
TABELL 23: FORMFUNKSJONER OG TILHØRENDE EGENFREKVENSER DEKKET	116
TABELL 24: KLASSIFISERING AV TVERRBÆRER	121
TABELL 25: KLASSIFISERING AV OVERGURT	129
TABELL 26: KANT-, ENDE- OG HULLAVSTANDER [MM]	141
TABELL 27: DIMENSJONERENDE $\alpha$ -VERDIER	145
TABELL 28: DIMENSJONERENDE $k_1$ -VERDIER	146
TABELL 29: MAKS AKSELLASTER OG HASTIGHETER FOR ULIKE OVERBYGNINGSKLASSER	154

---

## 0.4 SAMMENDRAG

---

Denne masteroppgaven tar sikte på å presentere status i det norske jernbanenettet gjennom å undersøke tilstanden til eksisterende jernbanebruer.

Første del av rapporten gir en introduksjon til den generelle tilstanden til jernbanenettet. Det redegjøres for vedlikeholdsbehov og etterslep, bevilgninger, menneske- og godstransport, samt en oversikt over hvordan jernbanen er oppbygd.

I andre del blir to av Norges jernbaner gjenstand for nærmere analyse; Sørlandsbanen og Nordlandsbanen. Her presenteres banens historie og bruksmønster, men mer i detalj gis en oversikt over alle bruene som binder banen sammen. Ulike parametere som material, brutyper, spennlengder og alder blir sammenlignet for å se om det er noen typer som er mer eller mindre typiske og/eller dominerende for banestrekningen. Basert på disse vurderingene blir to "bru-case" valgt ut for nærmere kontroll; pendelpilarbrua Trolldalen Viadukt på Nordlandsbanen og fagverksbrua Eidselva Bru på Sørlandsbanen. Analyse av disse kan da i større eller mindre grad være representative for flere av sitt slag.

Tredje del er en gjennomgang av regelverket for laster på jernbanebruer. Først blir de utgåtte lastmodellene fra 1899, 1932 og 1958 presentert, med en visualisering av hvordan den historiske utviklingen har vært. Deretter blir dagens lastmodell, "Lastmodell 1971" gjennomgått mer i detalj i henhold til gjeldende regelverk. Her introduseres alle aktuelle laster generelt, for så å spesifisere hva hver og en av de betyr for henholdsvis Trolldalen Viadukt og Eidselva Bru. Lastkombinering, lastfaktorer, materialfasthet og lignende blir også gjennomgått i denne delen. Til slutt blir alle karakteristiske laster summert opp og presentert i den formen de skal implementeres i senere FEM-analyse.

Fjerde og femte del er konstruksjonsanalyse og kontroll av henholdsvis Trolldalen Viadukt og Eidselva Bru. En Finite Element Model (FEM) blir bygd opp av hver bru i SAP2000, for så å belaste de med de dimensjonerende lastene, jamfør reglene for lastkombinering. Det trekkes konklusjoner ut fra resultatene i SAP2000, og disse verifiseres og suppleres med håndberegninger. Resultatene viser at Trolldalen Viadukt så vidt oppfyller kravene til dagens standard, mens Eidselva Bru overskrider grenseverdiene på et par punkter. Det mest kritiske for Trolldalen Viadukt er effekten av horisontallastene; aksialtrykk i diagonaler og torsjonsmoment i dekket. Eidselva Bru er overbelastet i overgurt og tverrbærere på grunn av vertikale og langsgående trafikklaster.

Avslutningsvis vurderes muligheten for endrede parametere som last, hastighet og tverrsnitt opp mot konstruksjonsanalysen. Deretter blir resultatene vurdert opp mot den generelle tilstanden til bruene i det norske jernbaneverket som ble introdusert i starten.

## 0.5 ABSTRACT

---

This Master Thesis seeks to present the status of the Norwegian Railroad Network through investigating the current state of existing infrastructure.

The first chapter gives an introduction to the general state of the railroad network. It will be given account for the need of rehabilitation, funding, transportation of people and cargo, as well as a thematic overview of the construction of the railroad.

In the second chapter, two railroads will be presented more thoroughly; Sørlandsbanen and Nordlandsbanen. First the history and use is briefly presented, following a more detailed description of the bridges linking the railroad together. Various parameters as material, bridge types, lengths and age are being put together to see whether there are certain types that stand out for that particular railroad. Based on these evaluations two "bridge cases" will be taken out for further control and analysis; Trolldalen Viadukt in Nordlandsbanen and Eidselva Bru in Sørlandsbanen. The idea is that the analysis results from these two bridges can be representative for many bridges in the Norwegian railroad.

The third chapter is a walkthrough of railroad bridge loads. First the outdated load models of 1899, 1932 and 1958 are presented through a visualization of the increased loads. Then the current load model, "Lastmodell 71" is presented in detail according to relevant standards and regulations. All the relevant loads are presented in general, and then specified to be applied to Trolldalen Viadukt and Eidselva Bru respectively. Load combinations, load factors, material yield, etc. are also presented here. To summarize this chapter all the characteristic loads are presented in the way they are to be implemented into the following FEM-analysis.

The fourth and fifth chapter consists of a structural analysis of Trolldalen Viadukt and Eidselva Bru respectively. A Finite Element Model (FEM) is modelled for both the bridges in the FEM-program SAP2000, and then loaded with the permissible loads from chapter three. Conclusions are drawn from the result output in SAP2000, and these are verified and supplemented by hand calculations. The results show that Trolldalen Viadukt barely fulfils the demands, while Eidselva Bru exceeds the limit values in some aspects.

Lastly a re-evaluation of certain parameters as load, speed and cross section are considered, and then compared to the structural analysis. Next the results are evaluated towards the general status of the Norwegian railroad as introduced in the beginning.

---

## 0.6 INNLEDNING

---

Insentivet bak denne rapporten er en mangel på oversikt over tilstanden til bruene i det norske jernbanenettet. I en rapport som Riksrevisjonen la fram 24. november 2011 [1] sies det at Jernbaneverket mangler oversikt over drøyt 40 % av alle jernbanebruene i Norge. Dette tilsvarer ca. 1600 bruer.

En jernbanestrekning er en seriekobling, noe som tilsier at stans ett sted potensielt vil kunne stanse all trafikk. Grovt sagt kan man altså si at en jernbanestrekning ikke er bedre enn dets svakeste ledd. Bruer er store konstruksjoner som gjerne forårsaker langvarig stopp hvis feil og mangler oppdages. Det er derfor essensielt med en helhetlig vurdering av jernbanestrekningene; hvilke er det gjort noe med, hvilke bør det gjøres noe med, hva er det svakeste ledd, hvilke bruer er gunstige, hva er vedlikeholdsstatus og andre punkter som innvirker på bruas tilstand.

Det skjer stadig en økning i godstrafikk, mennesker og hastighet. Dette stiller krav til å ivareta eksisterende infrastruktur, samtidig som det må veies for og mot når det er hensiktsmessig å bygge nytt. Mange variabler må tas med i ligningen, og hva som vektlegges i størst grad vil være avhengig av hvilket ståsted man har.

Stjørdalsbrua ble bygget i 1900 og er den eldste jernbanebrua på Nordlandsbanen. Denne er nå klar for utskifting, da det antas at den ikke oppfyller kravene som dagens behov tilsier [2]. Det kan diskuteres i hvor stor grad en bru som Stjørdalsbrua fremdeles har noe å gjøre på det norske jernbanenettet. Det kan være mye kapasitet igjen i en slik bru så langt vedlikehold og utskiftninger gjøres med tilstrekkelig små intervall [3]. Men samtidig vil økte krav til både sikkerhet og funksjonalitet på et tidspunkt si stopp for videre bruk, og det må bygges nytt. Fra et vernings-synspunkt kan det imidlertid påstås at brua har en egenverdi utenom den praktiske funksjonen den fyller.

Det er veldig mange jernbanebruer i Norge som er like gamle og nesten like gamle som Stjørdalsbrua. Da en bru generelt blir dimensjonert for 100 års levetid, skjønner man at det er en god del av Norges jernbanebruer som nærmer seg pensjonsalder. I hvor stor grad de er "oppbrukt" avhenger av hvor godt vedlikeholdt den er, men også hvilket miljø den står i. Saltvann vil for eksempel framskynde eventuell korrosjon, store temperaturintervall vil kunne gi tvangskrefter og hyppig uvær gi slitasje. Alt dette vil også innvirke på graden av utmatting, og dermed levetid.

Status for en bru er med andre ord avhengig av mange aspekter. Det kan besluttes at en bru skal pusses og males, og den vil se tilsynelatende fin og rustfri ut. Men faktum kan være at brukonstruksjonen i seg selv ikke lenger tåler den belastningen den blir utsatt for. Klimaendringene legger til en ekstra usikkerhetsfaktor, da flom og uvær kan forårsake både

direkte skader på selve brukonstruksjonen eller indirekte skader i form av utrasing eller endrede grunnforhold. Det er derfor av høy viktighet å ha kontroll på konstruksjoner og omgivelser, slik at faresignal kan oppfattes før ulykker skjer.



# 1 TEORI, POLITIKK OG STATISTIKK

## 1.1 JERNBANEN ANNO 2014

---

Utviklingen av infrastrukturen i et land påvirker i stor grad hvordan samfunnet er, og hvordan det vil bli. Hvor enkelt det er for mennesker å komme seg dit de vil, og dessuten forsyne de med varer, bestemmer hvordan både bosetning og næring etableres. En ting er å møte kravene til det eksisterende markedet, men for utvikling og vekst er det viktig med framtidsrettet tenkning. Reduserte transportkostnader gjør at næringslivet blir mer konkurransedyktig, noe som også gir samfunnsøkonomiske ringvirkninger. God infrastruktur er altså en forutsetning for god næring.

Transportnæringen kan deles opp i sjø, veg, luft og bane. Historisk sett har skipsfart vært den viktigste metoden å frakte gods og personer over lange strekninger, men i moderne tid har fly og tog også tatt en stor del av det markedet. Alle transporttypene har fordeler og ulemper, og det vil være hensiktsmessig å optimalisere slik at de respektive typene benyttes på de distanser de eger seg best til.

For korte og mellomlange strekninger er det mest effektivt med godstransport via veg, og av den grunn er vogntogtrafikk derfor den viktigste transportmetoden innad i landet per i dag. Men når store volum skal fraktes over lengre distanser, får sjø og bane igjen et økonomisk konkurransefortrinn. Hvis man også tar trafikksikkerhet og miljø inn i bildet, gir det til sammen god ryggdekning for økt bruk av bane og sjø. Dette reflekteres også i Norsk Transportplan (NTP) 2014-2023 sitt mål om overgang fra godstransport på veg til sjø og bane [2]. Det estimeres med 20 – 50 % økning av godstrafikk på bane innen 2023, noe som kan sies å bekrefte Jernbaneverkets egne visjoner om hvordan det skal se ut i fremtiden [4],s.8]:

*”Jernbanen er den transportmetoden i Norge som både passasjerer og godskunder foretrekker å bruke”*

*”Godstogenes markedsandeler har økt på bekostning av vegtrafikken. Vi har bidratt til sikrere og mindre miljøskadelig transport i Norge”.*

Hvis både Jernbaneverket og NTP sine mål og visjoner skal innfris, så vil det kreve massiv opprustning av dagens infrastruktur. Det vil kreve nybygging, men også vedlikehold på eksisterende jernbanenett med tilhørende strukturer. For å imøtekomme de krav som denne økningen vil gi, er det essensielt å ha kontroll på at hvert eneste ledd er ”up to date” med tanke på både sikkerhet og effektivitet.

Den første jernbanen kom til Norge rundt 1850, og har siden da vokst og bredt seg ut til store deler av landet [5]. I løpet av jernbanenettets 4230 km med spor, er det i underkant av 2700 jernbanebruer. [6] Mange av disse bruene er like gamle som jernbanen de holder opp, noe som tilsier at de gjerne har passert den levetiden de opprinnelig ble dimensjonert for.

Avhengig av når en bru ble bygd, vil den være prosjektert etter den laststandard som var gjeldende på det tidspunktet. De dimensjonerende aksellastene i 1899 var for eksempel en god del lavere enn hva det prosjekteres med i dag. Dette impliserer at det er stort behov for å kontrollere kapasitet og stabilitet av eksisterende jernbanebruer, enten om de kan restaureres eller om de må byttes ut. Mange bruer er tenkt å ha en funksjon i flere år til hvis det er hensiktsmessig med tanke på økonomi og sikkerhet.

Regjeringen legger til grunn via Nasjonal Transportplan 2014-2023 [2] en økning på 150 milliarder kroner til veg, bane og sjø i tillegg til de 358 millionene som tidligere var bevilget. Det vil si at transportnæringen har en ramme på tilsammen 508 milliarder kroner for tiårsperioden 2014-2023. For jernbanen utgjør dette 168 milliarder kroner. Dette sier noe om den voksende politiske viljen til å satse.

Hvis gjennomføringsevnen står i stil med bevilgningene vil Jernbanenettet gjennomgå en opprustning som innebærer lengre kryssningsspor, flere dobbeltspor, mer effektive godsterminaler, bedre signalanlegg og oppgraderte bruer og tunneller [2]. Elementer som før har vært flaskehals blir nå oppgradert slik at man vil få hyppigere togavganger. Også volumet av godstrafikk per avgang vil øke, og det diskuteres hva muligheten er for å øke både hastigheter og aksellast.

Framtidsutsiktene er altså at man vil få en økning av mange parametere, noe som stiller et stadig strengere krav til eksisterende og ny infrastruktur.

## 1.2 VEDLIKEHOLD OG ETTERSLEP

Alle bruene i det norske jernbanenettet skal gjennomgå en såkalt hovedinspeksjon hvert 6. år. Her kontrolleres alle aspektene av brua; feil og mangler i forbindelser, korrosjon, rissdannelser, permanente deformasjoner, etc. Inspeksjonen skal oppdage nødvendige tiltak, og disse skal igjen rangeres etter hva som for eksempel må gjøres umiddelbart og hva som må gjøres innen en gitt tidsramme [7].

Dette er et system som i teorien fungerer godt og effektivt. Problemet er ofte at ressurser i form av penger og mannskap ikke strekker til, og etter mange nok år vil dette resultere i store etterslep på vedlikeholdet. En bru som i utgangspunktet bare trenger et strøk maling vil etter mange år ruste så mye at det til slutt blir nødvendig med sandblåsing for å kunne klassifisere den som godt vedlikeholdt. Dette er dyrt, og kunne vært gjort enklere hvis en hyppigere vedlikeholdsplan hadde vært gjennomført. Mangelen på menneskelige ressurser på ett tidspunkt vil gi mangedoblede økonomiske kostnader en gang i fremtiden [3].

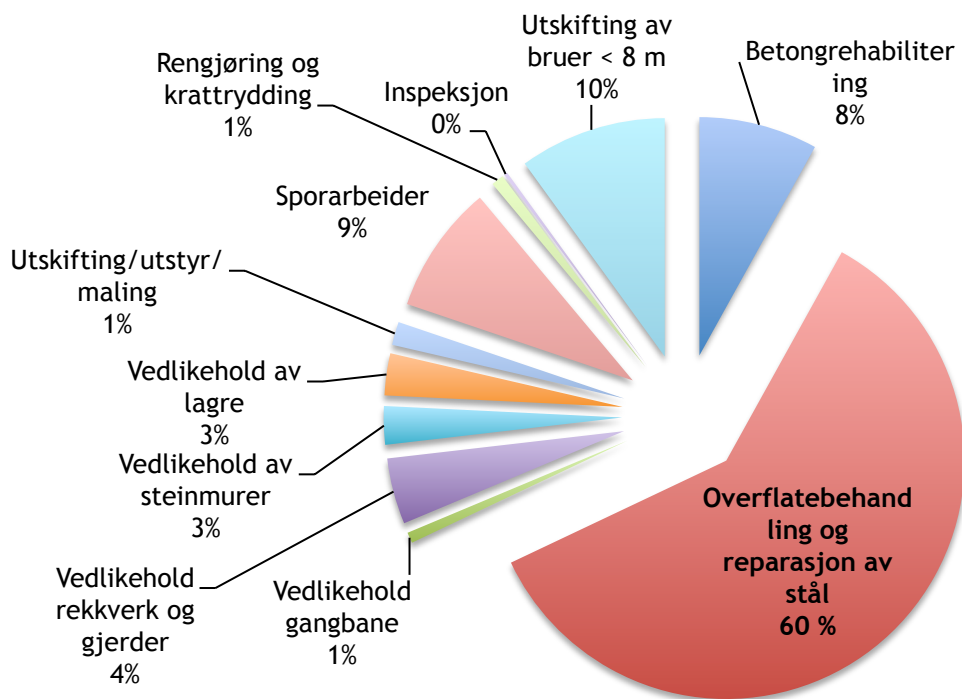
I 2009 gjennomførte Rambøll på oppdrag fra Jernbaneverket en kostnadsanalyse på jernbanebruene i Norge [8]. Den estimerte hvor stort vedlikeholdsbehov man kunne forvente i fremtiden og hvor stort etterslep som allerede eksisterer. Tallene er basert på siste hovedinspeksjon per 2009. Hver bane ble vurdert hver for seg, og i **Tabell 1** kan man se et utdrag fra de viktigste tallene for hele landet, og spesifikt for Nordlandsbanen og Sørlandsbanen.

Tabell 1: Vedlikeholdsetterslep i millioner kroner

Strekning	Totalt etterslep på vedlikehold	Framtidig årlig vedlikeholdskostnad
Sørlandsbanen	196	23
Nordlandsbanen	191	18
Hele landet	1 650	140

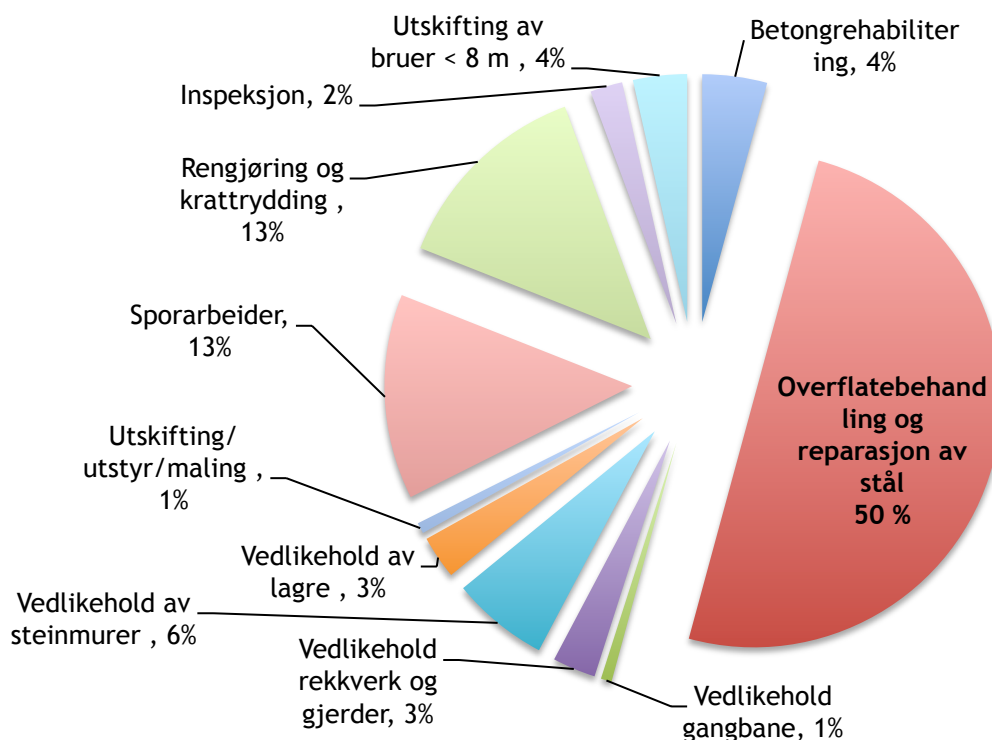
Dette er store tall, men sammenlignet med NTPs bevilgninger for 2014-2024 framstår en mangel på menneskelige ressurser som et potensielt større problem enn pengenød. Siste endring fra budsjett 2013 gir en økning fra 6,1 milliarder til 9,2 milliarder kroner årlig til jernbanen. For drift, fornyelse og vedlikehold utgjør dette 45 % økning, og Jernbanedirektøren sier selv i en pressemelding at hun er opptatt av at det sikres mest mulig midler til fornyelse av eksisterende infrastruktur [9].

Bevilgningene er også sortert etter tiltak, og som man ser av **Figur 1-1** står "overflatebehandling og reparasjon av stål" for hele 60 % av de totale kostnadene. I norske kroner tilsvarer dette nesten 1 milliard.



Figur 1-1: Etterslep på vedlikehold i % av 1 650 millioner kr

Den samme tendensen går igjen for fremtidig årlig vedlikeholdsbehov, se **Figur 1-2**. Et årlig beløp på ca 70 millioner kroner vil være nødvendig for å holde landets stålbruer ved like.



Figur 1-2: Årlig vedlikeholdsbehov i % av 142 millioner kr

Man kan fra dette konkludere med at eksisterende stålbruer rundt om i landet står for et betydelig ressursbehov. I og med at mange av bruene har nådd sin estimerte levetid, vil det imidlertid være en vurderingssak om det bestandig lønner seg å renovere.

Vedlikeholdsrapporten går ikke inn på kostnadene ved å bygge nye bruer, selv om dette også kan bli nødvendig i visse tilfeller. Med i underkant av 1000 stålbruer er det sannsynlig at noen av dem ikke oppfyller kravene som dagens standarder gir, og ikke minst de kravene som fremtidens økning i laster og hastigheter vil komme til å gi.

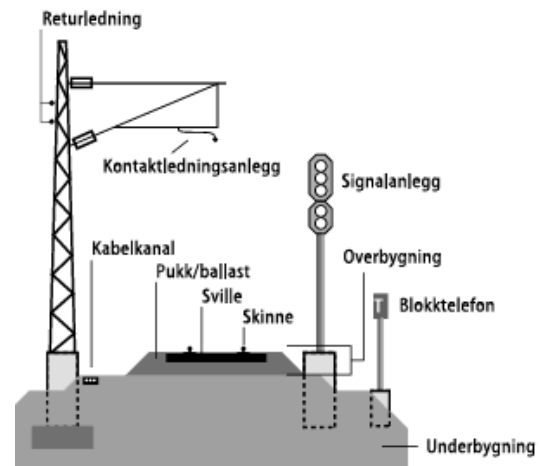
## 1.3 OPPBYGNINGEN AV JERNBANEN

Jernbanen deles inn i overbygning og underbygning [4]. Overbygningen omfavner ballasten og alt over, underbygningen består av alt under ballasten. Det vil si at en bru karakteriseres som en del av underbygningen. Figur 1-3 illustrerer oppbygningen av jernbanen.

Strømforsyningsanlegg:

Kontaktledningsanlegget overfører elektrisk energi til togene. Denne energien går tilbake til anlegget når toget bremses.

Signalanlegg: En måte for togledere og trafikkerende tog å kommunisere. Lyssignal fungerer også som varsling for vanlige folk. Per 2014 har store deler av landet fått implementert GSM-R. Dette er et lukket mobilnett som bare er tiltenkt jernbanen.



Figur 1-3: Oppbygning av jernbanen

Ballast: et pukklag som skal sikre at svillene, og dermed skinnene, ligger godt i terrenget.

Sville: før var det vanlig med kreosotimpregneret furu, men nå er det mer vanlig med betongsviller. Ligger 90 grader på skinnene, og har standardiserte størrelser. En typisk brusville er  $(230 \times 230 \times 2500) \text{ mm}^3$  [10].

Skinne: standard skinner i Norge er av stål med en sporvidde på 1435 mm, det såkalte normalsporet.

Underbygning: sikrer at sporet ligger stabilt. Over grunnen legges en fiberduk, deretter et frostsikringslag og så et forsterkningslag. Nyere bruer har kontakt med overbygningen via ballasten, men for eldre stålbruer er svillene festet direkte til bruas bærebjelker ved hjelp av hakebolter. Disse gir kun fastholdelse i vertikalretning, og gir dermed ingen momentoverføring. Figur 1-4 illustrerer dette.



Figur 1-4: Innfesting sviller til brukonstruksjon [10]

## 1.4 EN GENERELL OVERSIKT OVER BRUENE I DET NORSKE JERNBANENETTET

---

All statistikk over jernbanebruer er basert på boka Banedata 2013 [11] i tillegg til Jernbaneverkets interne database [12] som viser oversikt over alle bruene i tilknytning til jernbanen i Norge. Dette innebærer overgangsbruer, vegbruer og jernbanebruer, hvor kun sistnevnte er tatt med i videre presentasjon.

Den første jernbanen ble bygd langs strekningen Kristiania – Eidsvoll i 1854, og siden da har den blitt forlenget både i vest, øst, nord og sør. I dag består det statlige, norske jernbanenettet av 30 baner, som til sammen rommer 2700 jernbanebruer [5]. En relativt gammel jernbanebru er vist i **Figur 1-5** og en relativt ny jernbanebru er vist i **Figur 1-6**. Begge er typiske eksempler på bruer av sin tid.

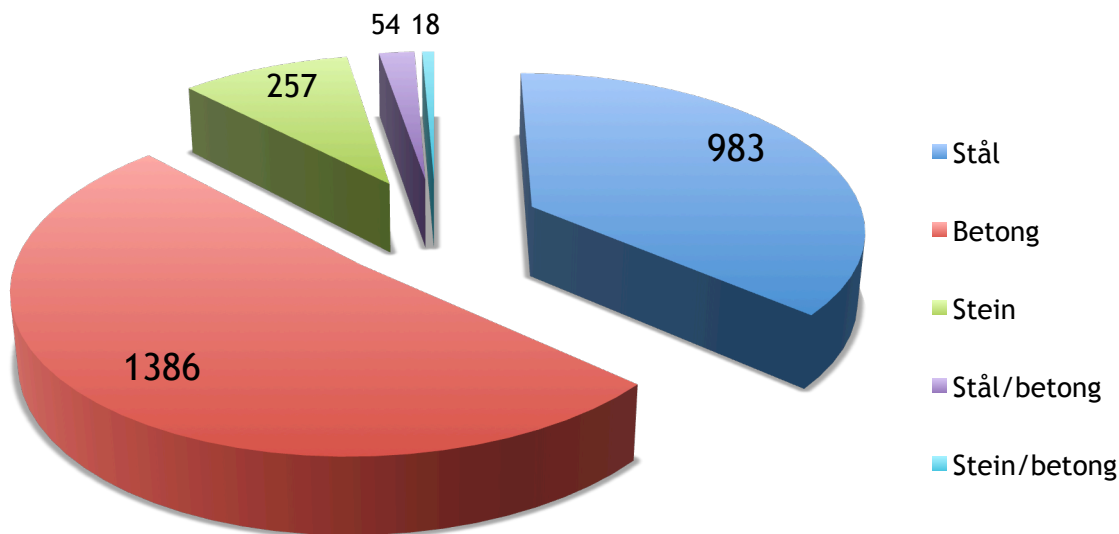


Figur 1-5: Kylling Bru (1923) Foto: Morten Kielland [13]



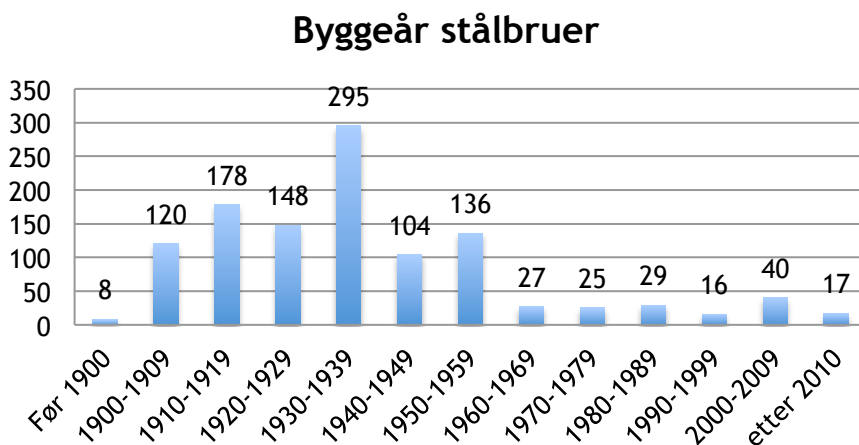
Figur 1-6: Bremsa Bru (2000) Foto: Njål Svingheim [14]

Av de totalt 2700 jernbanebruene, er over halvparten betongbruer. Fordelingen med hensyn på material er vist i **Figur 1-7** [12].



Figur 1-7: Fordeling av bruer med hensyn på materialtype

Stålbruer utgjør i underkant av 40 % av bruene, og fordelingen med hensyn på byggeår for stålbruene kan ses på **Figur 1-8**.



Figur 1-8: Fordeling av byggeår for stålbruer

Hele 70 % av de stålbruene som brukes i dag er fra før 2. verdenskrig, noe som medfører at de har alle har blitt utsatt for minst 74 år med vær og vind og slitasje. I tillegg er de prosjektert etter gamle laststandarder og bygd opp med den tidens stål kvalitet og forbindelsesmidler. Det er med andre ord veldig mange av de stålbruene som kan ses rundt



om i landet som ble bygd for en annen tid, noe som underbygger viktigheten av å ha kontroll på bruens kapasitet.

160 år med jernbanetraffikk betyr 160 år med tilhørende infrastruktur, så spørsmålet er derfor om Norges mange jernbanebruer er tilpasset dagens belastninger og hastigheter. Fremtiden peker dessuten mot stadig økning av aksellaster, hyppighet og hastighet. I tilfelle av en framtidig høyhastighetsbane er man for eksempel interessert i å vite hvor mye av dagens trasé som oppfyller kravene til kurvatur og andre begrensende faktorer. I de tilfellene at kurvaturen tillater økte hastigheter må man vurdere om de eksisterende bruene er kapable til å ta imot den økte belastningen. Dette krever oversikt over hva som finnes, slik at man har mulighet til å ta hensiktsmessige beslutninger basert på både miljø, sikkerhet og økonomi.

## 2 ANALYSE AV TO JERNBANESTREKNINGER

### 2.1 ANALYSE AV: NORDLANDSBANEN

---

#### 2.1.1 HISTORIE OG STATUS ANNO 2014

Strekningen som i dag kalles Nordlandsbanen ble påbegynt i Trondheim rundt 1875 og avsluttet i 1962 i Bodø. Byggingen har altså en drøyt 80 år lang historie inklusive to verdenskriger, hvorav den siste hadde stor betydning for banens videreutvikling [15].

Foruten strekningen Trondheim-Hell som ble åpnet i 1881, ble det i løpet av de første fem årene av 1900-tallet lagt spor helt opp til Sunnan i Nord-Trøndelag. Slik besto det fram til slutten av 1920-tallet, da banen ble åpnet i Grong. I løpet av de fem årene 2. verdenskrig varte ble banen lagt helt opp til Dunderland i Nordland. Det tilsvarer en strekning på ca 300 km (av totalt 700 km), bygd av flere tusen sovjetiske krigsfanger. Siste bit opp til Bodø ble bygget i løpet av etterkrigsårene, og sto ferdig til åpning i 1962 .

#### **Politikk**

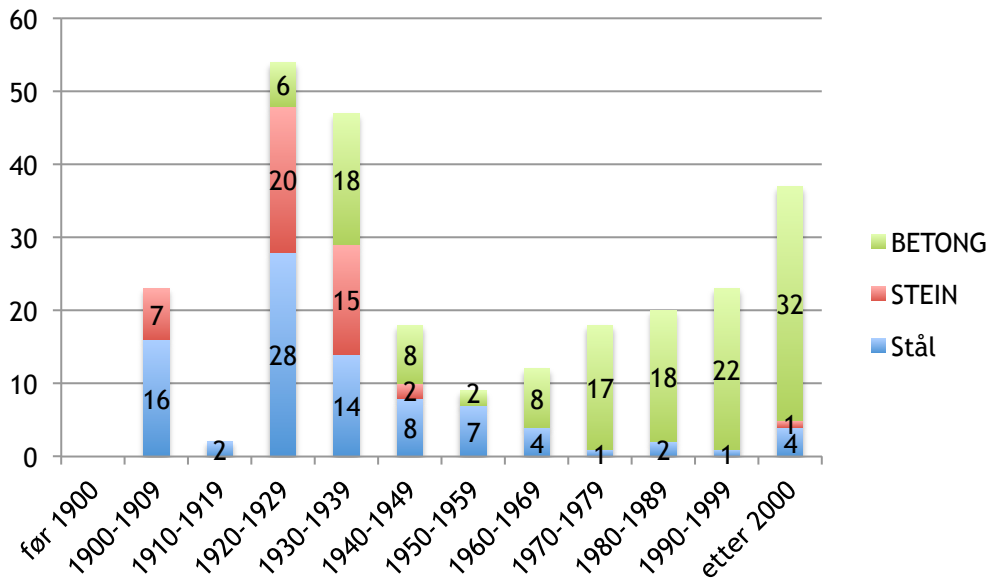
Nordlandsbanen er en av de få banene som enda ikke er elektrifisert. Men for strekningen Trondheim – Steinkjer er det satt av 3,9 milliarder kroner til elektrifisering i løpet av første halvdel av tiårsperioden 2014-2023 [16]. Dette vil skape en mer effektiv og moderne jernbane, og legge til rette for økte avganger. For øvrig har Jernbaneverket fått i oppdrag fra Regjeringen å utrede muligheten for elektrifisering av den resterende Nordlandsbanen. Godstrafikken på Nordlandsbanen består i stor grad av raske tog, og per 2012 kjøres hele 80 % av all gods mellom Sør-Norge og Bodø-området med tog [5]. En eventuell elektrifisering vil sannsynligvis gjøre denne fraktmetoden enda mer gunstig.

#### **Natur og miljø**

Et tog på Nordlandsbanen får gjennomgå mye vær, fra sur kyst til iskaldt innland.

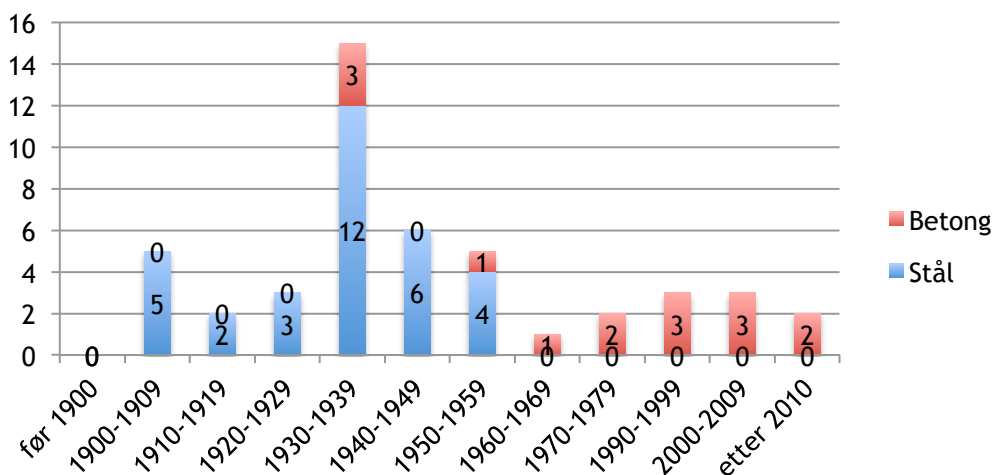
## 2.1.2 BRUENE PÅ NORDLANDSBANEN

Av Nordlandsbanens 727 km med spor er det totalt 321 bruer. Fordeling etter material er vist i Figur 2-1 [11].



Figur 2-1: Fordeling av byggeår per materialtype

Fordelingen viser at brubygging på Nordlandsbanen ble igangsatt for fullt på 1920-tallet. I og med at dette skjedde omtrent på samme tid som bygging i betong ble vanlig, kan man se at det totalt sett er en klar overvekt av betongbruer. Det må imidlertid noteres at dette inkluderer *alle* bruer, helt ned til kulverter på 2-3 m. Hvis man bare inkluderer bruer over 20 m, ser fordelingen ut slik som vist i **Figur 2-2**.



Figur 2-2: Fordeling av byggeår og materialtype av bruer > 20 m på Nordlandsbanen

Det er per i dag ingen steinbruer over 20 m på Nordlandsbanen. Store steinbruer kan ses på noen av de eldre jernbanestrekningene, men ikke på den relativt nye Nordlandsbanen. Da produksjonen av stål tok over for støpejern i starten av 1900-tallet ble stein avleggs, da stål var både billigere og raskere å bygge med [17].

Hvis man isolert ser på bruer over 20 m kan man altså se at utviklingen gikk fra en overvekt av stålbruer til en overvekt av betongbruer en gang på 1960-tallet. I 1937 ble den første store jernbanebrua i betong satt opp over Holmvasselv i Nordland [11]. I de siste 50 årene har metodene blitt raffinert slik at betong nå stort sett er det mest brukte byggematerialet. Dette vises tydelig av **Figur 2-2** ved at det faktisk ikke er bygd noen nye stålbruer over 20 m siden 1950-tallet.

For de aller lengste bruene er det stort sett brukt stål som bygningsmateriale. 10 av de 13 bruene over 100 m er stålbruer, og samtlige er bygd i løpet av første halvdel av 1900-tallet. Av de ti stålbruene er det fire pendelpilarbruer og seks fagverksbruer. Pendelpilarbruene ble bygd i løpet av 1920- og 30-tallet etter lastmodellen fra 1899, og er dimensjonert for langt lavere laster enn det regelverket tilsier i dag. Pendelpilarbru var generelt et vanlig valg på første halvdel av 1900-tallet, særlig hvis store distanser skulle krysses uten at antall søyler var et problem. Over store dalfører var det for eksempel gunstig med pendelpilarbru, da strenge krav om lite kurvatur gjorde det vanskelig å følge landskapet slik en veg ofte gjør.

De fleste pendelpilarbruene vi har i Norge i dag er 80-100 år gamle, og det antas at flere av dem er i grenseland i forhold til dagens belastningssituasjon. Bruken av pendelpilarbru er unikt for jernbanebruer, og form og oppbygning følger i stor grad den samme oppskriften. Det er av den grunn vurdert som interessant å se nærmere på én slik bru, da det kan si noe om tilstanden til mange av jernbanenettets pendelpilarbruer. Etter konsultasjon med Jernbaneverket ble Trolldalen Viadukt valgt til dette formålet.

→ **Aktuelt brucase: Trolldalen Viadukt**

### 2.1.3 OM TROLLDALEN VIADUKT

Trolldalen Viadukt er en pendelpilarbru som ble bygget i 1937-38. Den består av platebærere understøttet av pendelpilarer. **Figur 2-3** og **Figur 2-4** viser fotografier av brua tatt i nyere tid. Bildene er hentet fra siste hovedinspeksjon i 2008 [18].



Figur 2-3: Trolldalen viadukt sett fra siden



Figur 2-4: Trolldalen Viadukt, pendelpilar

#### Nøkkelegenskaper:

- Plassering: Kvalfors i Nordland
- Materiale: stål S235
- Type: pendelpilarbru
- Lengde: 175 m
- Antall spenn: 10
- Lengste spenn: 17,5 m
- Prosjektert etter Lastmodell 1899

#### Aktuelle kontroller:

- Konstruksjonsanalyse
- Knekkingsanalyse pendelpilarer
- Rotasjon av dekket
- Egenfrekvensanalyse
- Maks aksellast

## 2.2 ANALYSE AV: SØRLANDSBANEN

---

### 2.2.1 HISTORIE OG STATUS ANNO 2014

Sørlandsbanen strekker seg fra Oslo til Stavanger, via Kongsberg og Kristiansund. Hele banen er totalt 549 km lang og innehar til sammen 512 jernbanebruer. Byggingen av banen ble gjort stykkevis og delt. Traseene Stavanger – Egersund og Oslo – Kongsberg ble gjort ferdig så tidlig som 1870-tallet, men strekningen Egersund – Kongsberg ble påbegynt i 1920 og slutført i starten av 2. verdenskrig. Sørlandsbanen slik vi kjenner den i dag ble åpnet 1. mai 1944. Allerede i 1949 var hele banen elektrifisert [19].

#### **Politikk**

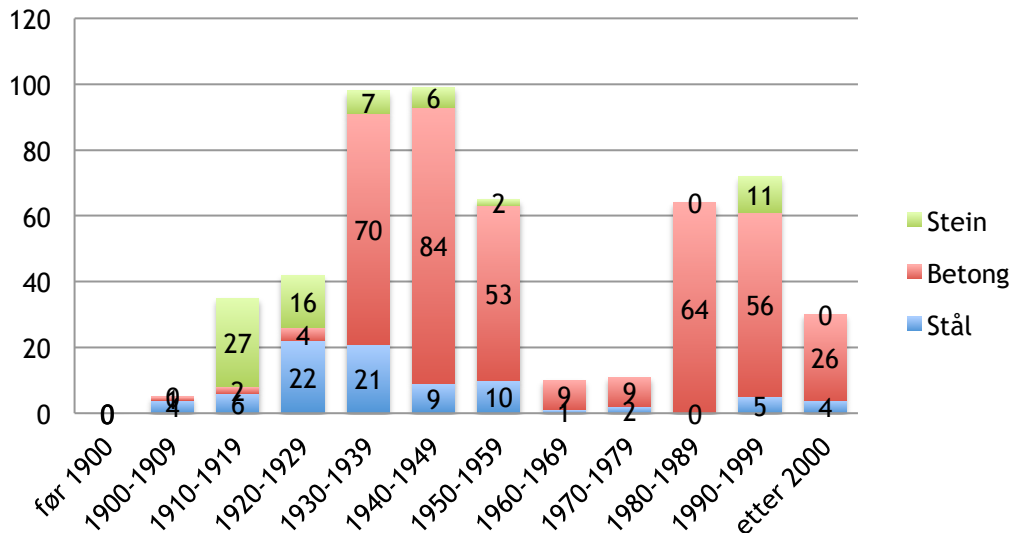
Regjeringen legger fram i NTP 2014-2023 at de ønsker å prioritere utbedringer som vil legge til rette for mer godstrafikk [20]. I en pressemelding fra mars 2014 ble det også offisielt erklært at Sørlandsbanen skal kobles sammen med Vestlandsbanen [21]. Dette vil blant annet gi en time kortere reisetid mellom Kristiansund og Oslo, og dermed gjøre jernbanen til en mer attraktiv reisemåte for mennesker og transportnæringen i området.

#### **Natur og miljø**

Sørlandsbanen har mye kurvatur som infrastrukturen må tilpasse seg etter.

## 2.2.2 BRUENE PÅ SØRLANDSBANEN

Fordelingen av stein-, betong- og stålbruer på Sørlandsbanen er forholdsvis lik landet for øvrig. De nyeste bruene er stort sett bygd i betong, men veldig mange av de eldste bruene er stålbruer. Dette kan ses av **Figur 2-5** [11].



Figur 2-5: Fordeling av byggeår og material på Sørlandsbanen

Mange av de gamle stålbruene har fått stå mer eller mindre i fred for reovering og vedlikehold siden de ble bygget på 1920- og 1930-tallet. Dette har imidlertid vært på agendaen til Jernbaneverket lenge, og i løpet av de siste årene har alle bruene på Sørlandsbanen gjennomgått omfattende inspeksjoner. Inspeksjonene tilsa at omfattende fornying var nødvendig, og sommeren 2012 begynte arbeidet for fullt [22].

For de fleste bruene betyr dette sandblåsing, reparering av småskader, utskifting av nagler, og til slutt maling. Spesielt arbeidet med å sandblåse alle bruas deler er både langvarig og dyrt. Ikke minst er det essensielt at jobben blir gjort svært nøyaktig, da til og med små svake punkter vil kunne gi dramatiske følger hvis punktet får fortsette å ruste.

Av stålbruene på Sørlandsbanen er det flest fagverksbruer. Spennene er stort sett omkring 30-40 m, og de aller fleste er bygd mellom 1920 og 1940. Fagverksbruer er vanlig over hele landet, da de kan lages i mange varianter og over lange spenn. Veldig mange av dem er rundt 70 – 100 år gamle, og disse er stort sett bygd med stål av samme kvalitet (St. 37). Naglede profiler er også gjennomgående på så gamle bruer. Dette tilsier at god kunnskap om kapasitet og tilstand til én slik fagverksbru kan gi nyttige indikasjoner på hvordan det står til med mange av de andre. Valget av følgende brucase er basert på nettopp denne tankegangen, og intensjonen er at denne kan fungere som en pekepinn på viktige fokusområder videre. Etter konsultasjon med Jernbaneverket ble Eidselva Bru valgt for videre analyse.

→ **Aktuelt brucase: Eidselva Bru**

### 2.2.3 EIDSELVA BRU

Eidselva Bru er bygd i 1949 etter lastmodell 1932 B. Det er en fagverksbru i stål over ett spenn på 34 m. **Figur 2-6** og **Figur 2-7** viser brua per i dag.



Figur 2-6: Eidselva Bru sett fra siden. Foto: Thomas Marcovic [23]



Figur 2-7: Eidselva Bru sett langs jernbanespetet [24]

#### Nøkkelegenskaper:

- Plassering: Heskestad i Rogaland (20 km nordøst for Egersund)
- Materiale: stål, St. 37 = S235
- Type: overliggende rett fagverksbru
- Lengde: 34 m
- Antall spenn: 1
- Lastmodell 1932 B

#### Aktuelle kontroller:

- Statisk analyse
- Kritiske bruelementer
- Egenfrekvensanalyse
- Knutepunkt
- Maks aksellast



---

## 3 LASTER PÅ JERNBANEBRUER

---

Dette kapitlet er en gjennomgang av de laster som er aktuelle for en jernbanebru i henhold til Jernbaneverkets tekniske regelverk; 525: Bruer/prosjektering og bygging [25] og Eurocode 1, Del 2: Trafikklast på bruer, Avsnitt 6: "Rail Traffic actions and other actions specifically for railway bridges" [26]. Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner er lagt til grunn for all lastkombinering og lastdimensjonering [27]. Dette inkluderer tilhørende Endringsblad A1 [28]. Andre regelverk og standarder vil bli spesifisert hvis de blir brukt.

### 3.1 GENERELT

---

Det som er spesielt for jernbanebruer kontra vegbruer er blant annet at de blir utsatt for veldig store horisontalkrefter, samtidig som de har strengere krav til nedbøyning. Dessuten er samspillet mellom skinne og brukonstruksjon viktig, slik at laster blir overført på en mest mulig hensiktsmessig måte i forhold å unngå tvangskrefter og skjevbelastning. Dette stiller krav om ekstra stive og robuste konstruksjoner.

De lastene som kommer av passerende jernbanetrafikk er:

- Vertikal trafikklast
- Dynamisk last
- Sentrifugalkrefter
- Slingrekrefter
- Trekk- og bremsekrefter
- Aerodynamiske krefter (trykk- og sug)

Øvrige laster:

- Egenlast
- Vindlast
- Ulykkeslaster
- Utmatting

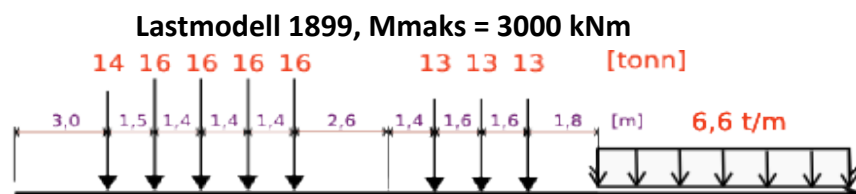
Ulykkeslaster og utmatting vil ikke bli undersøkt i denne rapporten. Aerodynamiske krefter er kun relevant for konstruksjoner nær sporet, for eksempel støyskjermer. Det er ingen slike nærliggende konstruksjoner for de aktuelle bruene, og aerodynamiske krefter er derfor irrelevant.

## 3.2 HISTORISK UTVIKLING AV LASTFORSKRIFTENE

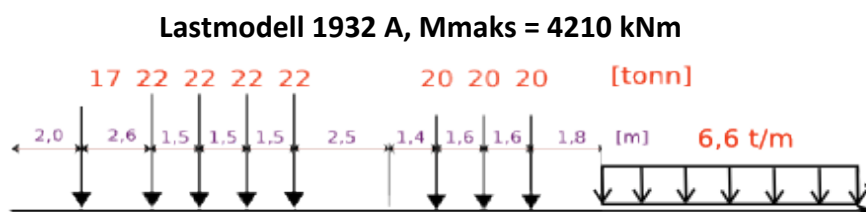
Den første formaliserte veiledningen for "Laster på Jernbanebruer" ble utformet på slutten av 1800-tallet. Siden da har de dimensjonerende lastmodellene blitt oppgradert fire ganger; Lastmodell anno 1899, 1932 A og B, 1958 og 1971. Aksellastene har økt og endret avstand mellom hverandre, alt etter som hvilken togtype som var grunnlag for belastningstoget den gang da. I damplokomotivets tid var det for eksempel alltid en vogn tiltenkt kull, en såkalt tender. Denne gav "egne" aksellaster, og kan finnes igjen i Lastmodell 1899 og 1932 A og B som henholdsvis 13- og 20-tonns aksellaster. Originalene av lastmodellene 1899, 1932 og 1958 kan ses i Vedlegg A, B og C.

### 3.2.1 UTGÅTTE LASTMODELLER AV 1899, 1932A/B OG 1958

Trolldalen Viadukt ble åpnet i 1938 og var prosjektert etter Lastmodell 1899. Eidselva Bru ble åpnet i 1949, og ble dimensjonert etter Lastmodell 1932 B. Det er likevel av interesse å studere lastmodellene fra både 1899, 1932 og 1958, da informasjon om dette kun finnes internt i Jernbaneverkets arkiver. **Figur 3-1**, **Figur 3-2**, **Figur 3-3** og **Figur 3-4** viser fordelingen av aksellaster og fordelte laster for de forskjellige lastmodellene. Alle lastmodellene skal plasseres på mest ugunstige måte for den aktuelle brua.

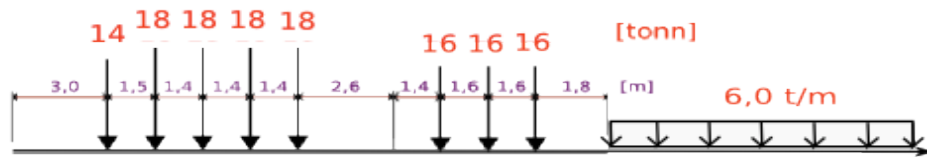


Figur 3-1: Lastmodell 1899



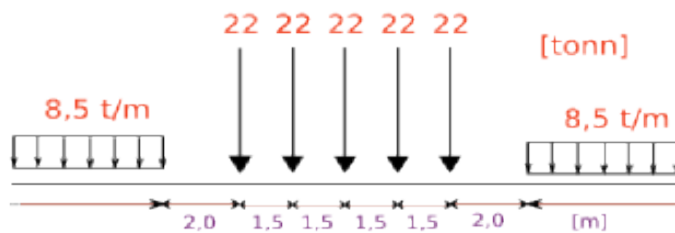
Figur 3-2: Lastmodell 1932 A

**Lastmodell 1932 B,  $M_{maks} = 3420$  kNm**



Figur 3-3: Lastmodell 1932 B

**Lastmodell 1958,  $M_{maks} = 4640$  kNm**

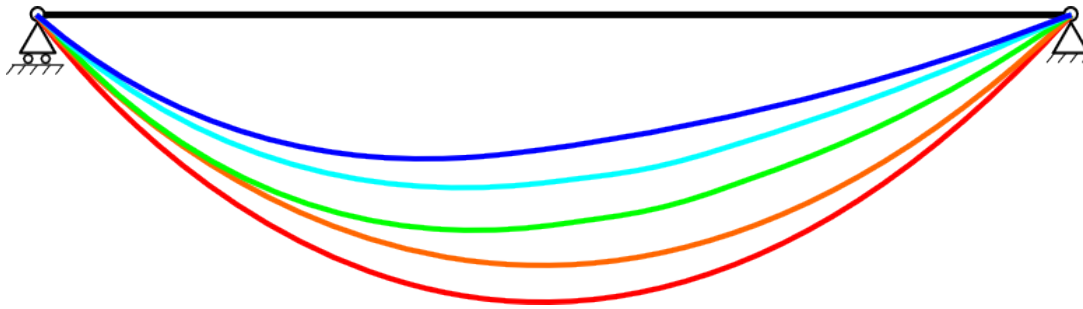


Figur 3-4: Lastmodell 1958

### 3.2.2 SAMMENLIGNING AV LASTMODELLENE

En måte å illustrere lastøkningen i årenes løp er å beregne og sammenligne momentfordelingen som de respektive lastmodellene gir på en fritt opplagt bjelke, se **Figur 3-5** og **Tabell 2**. På grunn av at de eldste lastmodellene er basert på lokomotiv *med* kullvogn (tender), er ikke lasten sentrisk og dermed heller ikke maks moment midt på bjelken. For Lastmodell 1958 og 1971 er damplokomotivet byttet ut med moderne tog, og maks moment finnes ved å plassere akslingene midt på bjelken.

Momentene har fått relativ verdi i forhold til maks moment fra Lastmodell 71 som her har verdien 1. Eksempelvis er maks bøyemoment fra Lastmodell 1899 60 % av maks bøyemoment fra Lastmodell 1971.

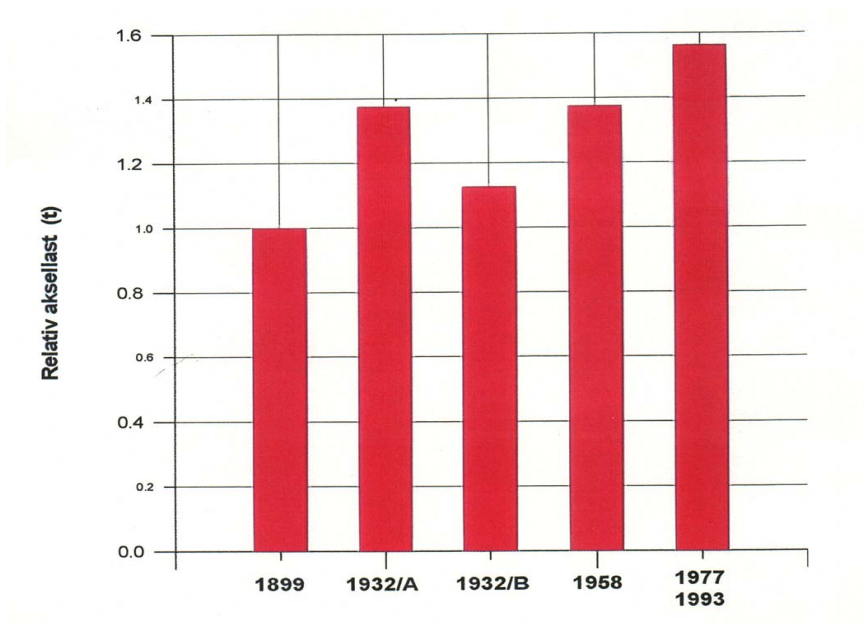


Figur 3-5: Momentøkning

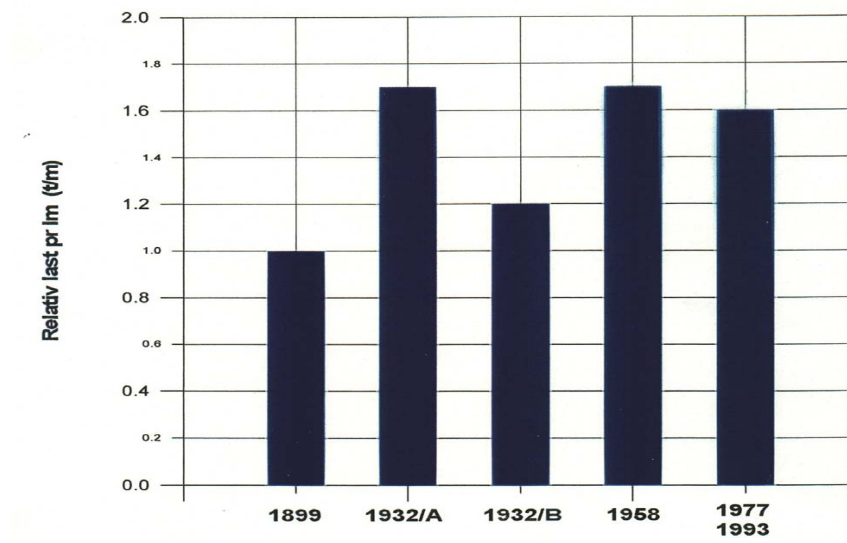
Tabell 2: Relativt maksmoment

Farge	Lastmodell	Relativt maksmoment
Rød	1971	1,00
Orange	1958	0,92
Grønn	1932A	0,83
Turkis	1932B	0,68
Blå	1899	0,60

Relativ økning i aksellast og linjelast er illustrert i **Figur 3-6** og **Figur 3-7** [29].



Figur 3-6: Relativ økning i aksellast



Figur 3-7: Relativ økning i fordelt last

### 3.3 PARTIALFAKTORMETODEN

---

All kontroll utføres jamfør partialfaktormetoden.  $R_k$  og  $Q_k$  er karakteristiske verdier og  $R_d$  og  $Q_d$  er dimensjonerende verdier.

Dimensjonerende motstand: 
$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M}$$

Dimensjonerende last: 
$$Q_d = Q_k * \gamma_Q$$

### 3.4 MATERIALFASTHET OG MATERIALFAKTORER

---

Følgende bestemmelser er hentet fra Statens Vegvesens Håndbok 238 [30].

#### 3.4.1 MATERIALFAKTORER

Når man skal prosjektere nye jernbanebruer brukes materialfaktor  $\gamma_M = 1,1$  for kontroll i bruksgrensetilstanden. For kontroll av eldre bruer blir materialfaktoren bestemt i henhold til Statens Vegvesens Håndbok 238 – Bruklassifisering. Helt generelt blir faktoren høyere jo eldre brua er, noe som kommer av at man da har mindre kontroll på den faktiske stål kvaliteten som ble brukt.

Man deler inn i konstruksjonsstål før og etter 1920. Både Trollaldalen Viadukt og Eidselva Bru er bygd etter 1920, og gjeldende materialfaktor for konstruksjonsstålet er:

$$\gamma_{M1} = 1,2$$

$$\gamma_{M2} = 1,2$$

For forbindelsesmidler gir håndboka følgende materialfaktor:

$$\gamma_{M3} = 1,2$$

#### 3.4.2 MATERIALFASTHET

Stålkvaliteten til både Trollaldalen Viadukt og Eidselva Bru er av typen St. 37, noe som med dagens partialfaktormetode tilsvarer en flytespenningsgrense S235. Fram til 1970-tallet ble

den såkalte spenningskontrollmetoden brukt. Denne tilsa at man skulle sammenligne de *virkelige* opp tredende spenningene med fastsatte grenseverdier. Da Trolldalen Viadukt ble bygd i 1937 var denne grenseverdien ca.  $1200 \text{ kg/cm}^2$  (120 MPa), og da Eidselva Bru ble bygd i 1949 var den ca.  $1300 \text{ kg/cm}^2$  (130 MPa).

Karakteristisk og dimensjonerende flytespenning for konstruksjonsstålet per i dag er:

$$f_y = 235 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{f_y}{\gamma_{M1}} = 196 \text{ MPa}$$

Sammenlignet med datidens spenningsbegrensning 120 MPa og 130 MPa gir dette ved første gjennomsyn en antydning om at bruene sannsynligvis er godt under dagens flytespenning. Men da dimensjonerende belastning for vertikal toglast er 1,5 ganger den karakteristiske belastningen [28] og dimensjonerende kapasitet er 1/1,2 av karakteristisk kapasitet, tilsvarer dette en reduksjon:

$$1,5S = \frac{R}{1,2} \quad \rightarrow \quad S = \frac{R}{1,5 * 1,2} = \frac{R}{1,8} = \frac{235}{1,8} = 131 \text{ MPa}$$

Den ekvivalente spenningsbegrensningen av dagens S235 er altså 131 MPa, omtrent lik begrensningen satt i 1930.

## 3.5 LASTFAKTORER OG LASTKOMBINERING

---

### 3.5.1 LASTFAKTORER

*Lastfaktorene* ivaretar usikkerheten som knyttes opp mot en last. Det vil for eksempel være relativt stor usikkerhet rundt hvor kraftig vind man egentlig kan få på et sted, og lastfaktoren er derfor tilhørende stor. Til sammenligning kan man med større sikkerhet si hva den faktiske egenlasten til en konstruksjon er, og den tilhørende lastfaktoren er dermed lavere.

De lastfaktorene som er aktuelle for Trolldalen Viadukt og Eidselva Bru er listet opp i **Tabell 3** og er i samsvar med Eurocode 0, Tabell NA.A.A2.4 – Lastfaktorer for jernbanebruer [27].

De to tallene adskilt med skråstrek representerer faktorene for henholdsvis ugunstig og gunstig last.

Tabell 3: Lastfaktorer jernbanelast

Last	$\gamma$ Ugunstig/gunstig
Egenlast	1,35 / 1,0
Generell jernbanetrafikk	1,5 / 0
SW/2	1,2 / 0
Vind	1,6 / 0
Temperatur	1,2 / 0
Øvrige laster	1,5 / 0

### 3.5.2 KOMBINASJONSFAKTORER

*Kombinasjonsfaktorene* har til hensikt å redusere ekstremalverdien til dimensjonerende laster når de kombineres med andre laster. De skal ivareta det faktum at det for eksempel er lite sannsynlig at den dimensjonerende orkanen treffer brua samtidig som at et ekstraordinært tungt godstog passerer i maksfart.

**Tabell 4** viser aktuelle kombinasjonsfaktorer for jernbanebrulaster. Tallene er hentet fra Eurokode 0: tabell NA.A2.3 og Tabell NA.A2.4 (B) [27].

Tabell 4: Kombinasjonsfaktorer jernbanelast

Last	$\psi/\xi$
Permanente laster	$\xi = 0,89$
LM71 og tilhørende trafikklaster	$\psi = 0,80$
Slingrelast	$\psi = 1,00$
Vind	$\psi = 0,75/1,00$
SW/2	$\psi = 0$
Lastgrupper	$\psi = 0,80$

**Merknad:** når lastgrupper benyttes, blir alle trafikklaster innlemmet under den samme kombinasjonsfaktoren  $\psi=0,80$



### 3.5.3 LASTKOMBINASJONER I BRUDDGRENSETILSTANDEN

Jernbaneløstetets regelverk henviser til Eurocode 0 for lastkombinering, samtidig som deler av regelverket er gjengitt i deres eget tekniske regelverk. Eurocode 0 gir grunnlaget for hvordan laster generelt skal summeres for alle konstruksjoner gjennom ligning 6.10 a og 6.10 b [27]. Den dimensjonerende lastkombinasjonen er den største av de to. For en stålbru er forspenningskraft ikke aktuelt, så de resulterende ligningene blir som følger:

*Permanente laster " + " dominerende variabel last " + " øvrige variable laster*

6.10 a:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} * G_{kj} \quad " + " \quad \gamma_{Q1} * \psi_{01} * Q_{k1} \quad " + " \quad \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Q_{k1}$$

6.10 b:

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j * \gamma_{Gj} * G_{kj} \quad " + " \quad \gamma_{Q1} * Q_{k1} \quad " + " \quad \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} * \psi_{0i} * Q_{k1}$$

- Ser at ligning 6.10 a i praksis ikke skiller mellom dominerende og øvrig variabel last da begge reduseres.
- Ligning 6.10 b skiller mellom dominerende og øvrig variabel last ved å kun redusere de øvrige variable lastene.
- I ligning 6.10 a blir ikke egenlasten redusert, men den dominerende variable lasten blir redusert.  
→ Ligningen blir gjeldende når egenlasten er større enn den dominerende variable lasten.
- I ligning 6.10 b blir egenlasten redusert, men ikke den dominerende variable lasten.  
→ Ligningen blir gjeldende når den dominerende lasten er større enn egenlasten.

#### 3.5.3.1 LASTGRUPPER

For å definere lasttilfeller bruker man for jernbanebruer såkalte lastgrupper. Her blir flere sammensetninger av trafikklastene satt sammen for å danne dimensjonerende verdier for ulike situasjoner; maks tverrlast, maks vertikallast, maks langsgående last og tverrstabilitet. I kombinasjon med ikke-trafikklastene skal hele gruppen ses på som "én last" med én felles kombinasjonsfaktor, der den enten er dominerende eller øvrig variabel last.

Hvilke lastgrupper som er aktuelle beror på om brua er enkeltsporet eller har to eller flere spor. Lastgruppene som er aktuelle for en enkeltsporet bro er hentet fra Tabell 1 i [25] og gjengitt i **Tabell 5**. Tallene i cellene kalles her lastgruppefaktorene (LGF).

Tabell 5: Lastgrupper

Last-gruppe	LM 71	Tomme vogner	Aksel. og bremsing	Sentrifugal-kraft	Slingre-kraft	Maksimalt for:
Gr 11	1	0	1	0,5	0	Vertikalt og tvers
Gr 12	0	1	0	1	0,5	Tverrstabilitet
Gr 13	1	0	1	0,5	1	Langsgående
Gr 14	1	0	0	1	1	Tversgående
Gr 15	1	0	1	0,5	1	Lokalt på tvers

- **Spesielt for SW/2:**

For de aktuelle bruene er ikke SW/2 aktuell belastning. Det er likevel ønskelig å kontrollere responsen til brua for denne ekstraordinære lasten, da det vil kunne si noe om potensiale til bruene dersom deres funksjon skulle endres. Etter råd fra Jernbaneverket skal uansett SW/2 ikke kombineres med andre laster.

- **Spesielle merknader for vindlast:**

Vindlast skal i følge Endringsblad A1 til Euriokode 0 [28] ikke inkluderes i lastgruppe 13.

- **Ligning 6.10 a:**

I ligning 6.10 a skal alle variable laster multipliseres med kombinasjonsfaktoren. Det vil si at det ikke er forskjell på "dominerende variable last" og "øvrige variable laster". Det vil si at det er bare én mulighet for hver lastgruppe.

5 lastgrupper → 5 lastkombinasjoner.

- **Ligning 6.10 b:**

I ligning 6.10 b skal *ikke* den dominerende variable lasten multipliseres med kombinasjonsfaktor, men det skal alle øvrige variable laster. Det blir dermed forskjell på ligningene alt etter som det er Lastgruppen, vind eller SW/2 som betraktes som dominerende.

5 lastgrupper → 10 lastkombinasjoner.

**Tabell 6** viser at det er totalt 22 aktuelle lastkombinasjoner (lastene vil bli presentert i de etterfølgende avsnittene). Røde tall impliserer at lasten er en dominerende variabel last. Blå bakgrunnsfarge betyr at det er en lastgruppe med i lastkombinasjonen. Tallene i tabellcellene er de faktorene som de karakteristiske lastene skal multipliseres med, jamfør:

$$S_{dim} = lastfaktor * kombinasjonsfaktor * lastgruppefaktor * S_{kar}$$

$$S_{dim} = faktor * S_{kar}$$

For permanente laster blir faktoren som følger:

$$G_{dim} = \gamma_G * \xi * LGF * G_{kar} = faktor * G_{kar}$$

For alle variable laster blir faktoren som følger:

$$P_{dim} = \gamma_P * \psi * LGF * P_{kar} = faktor * P_{kar}$$

Tabell 6: Alle aktuelle lastkombinasjoner

Last-kombo	Ligning	Last-gruppe	Egen-last	LM 71	Tomme vogner	Aks/brems	Sentri-fugal	Slingre	Vind	SW /2
1	6.10a	-	1,35	0	0	0	0	0	0	0
2	6.10a	-	1,35	1,2	0	0	0	0	0	0
3	6.10a	-	1,35	0	0	0	0	0	1,6	0
4	6.10a	-	1,35	0	0	0	0	0	0	1,2
5	6.10a	11	1,35	1,2	0	1,2	0,6	0	1,6	0
6	6.10a	12	1,35	0	1,2	0	1,2	0,6	1,6	0
7	6.10a	13	1,35	1,2	0	1,2	0,6	1,2	0	0
8	6.10a	14	1,35	1,2	0	0	1,2	1,2	1,6	0
9	6.10a	15	1,35	1,2	0	1,2	0,6	1,2	1,6	0
10	6.10b	-	1,20	1,5	0	0	0	0	0	0
11	6.10b	-	1,20	0	0	0	0	0	1,6	0
12	6.10b	-	1,20	0	0	0	0	0	0	1,2
13	6.10b	11	1,20	1,5	0	1,5	0,75	0	1,6	0
14	6.10b	11	1,20	1,2	0	1,2	0,6	0	1,6	0
15	6.10b	12	1,20	0	1,5	0	1,5	0,75	1,6	0
16	6.10b	12	1,20	0	1,2	0	1,2	0,6	1,6	0
17	6.10b	13	1,20	1,5	0	1,5	0,75	1,5	0	0
18	6.10b	13	1,20	1,2	0	1,2	0,6	1,2	0	0
19	6.10b	14	1,20	1,5	0	0	1,5	1,5	1,6	0
20	6.10b	14	1,20	1,2	0	0	1,2	1,2	1,6	0
21	6.10b	15	1,20	1,5	0	1,5	0,75	1,5	1,6	0
22	6.10b	15	1,20	1,2	0	1,2	0,6	1,2	1,6	0

## 3.6 EGENLAST

### 3.6.1 GENERELT

Egenlasten er selve vekten av brukonstruksjonen, samt vekten av andre permanente komponenter som sviller, skinner, ballast, rekkverk, kontaktledningsutstyr, signalanlegg, etc. For jernbanebruer generelt gjelder følgende verdier:

- Ballast: 20 kN/m<sup>3</sup>
- Betongsviller, skinner og andre øvrige permanente komponenter: 8,3 kN/m

### 3.6.2 SPESIFIKT FOR TROLLDALEN VIADUKT OG EIDSELVA BRU

Verken Trolldalen Viadukt eller Eidselva Bru har ballast, og egenlasten utgjør egenvekten av selve konstruksjonen og øvrige permanente komponenter.

#### 3.6.2.1 EGENVEKT AV BRUKONSTRUKSJONEN

##### Eidselva Bru

Egenlasten av brukonstruksjonen blir ved hjelp av SAP2000 estimert til å være 66 000 kg. Dette tilsvarer en fordelt tyngde på 19 kN/m over hele brulengden på 34 m.

##### Trolldalen Viadukt

Massen av hele brukonstruksjonen blir estimert til å være 260 000 kg. Dette tilsvarer en fordelt tyngde på 14,6 kN/m over hele brulengden på 175 m.

#### 3.6.2.2 EGENVEKT AV ØVRIGE PERMANENTE DELER

Svillene er av tre, ikke betong som tallet 8,3 kN/m er basert på. Betong har densitet på ca 2500 kg/m<sup>3</sup> [31] og tre har densitet på 470 kg/m<sup>3</sup> [32]. En brusvill har volum [10]:

$$V = (230 * 230 * 1800) \text{ mm}^3 = 0,0952 \text{ m}^3$$

Det betyr at den fordelte tyngden blir redusert med differansen:

$$dm = V(\rho_{betong} - \rho_{tre}) = 0,0952 \text{ m}^3 (2500 - 470) \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} = 193 \text{ kg} = 1,9 \text{ kN/m}$$

Virkelig fordelt last fra øvrige permanente komponenter er:

$$q_{Gred} = 8,3 \frac{kN}{m} - 1,9 \frac{kN}{m} = 6,4 \frac{kN}{m}$$

**Total egenlast for Eidselva Bru:**

$$19,0 \text{ kN/m} + 6,4 \text{ kN/m} = 25,4 \text{ kN/m}$$

**Total egenlast for Trolldalen Viadukt:**

$$14,6 \text{ kN/m} + 6,4 \text{ kN/m} = 21,0 \text{ kN/m}$$

## 3.7 VERTIKAL TRAFIKKLAST

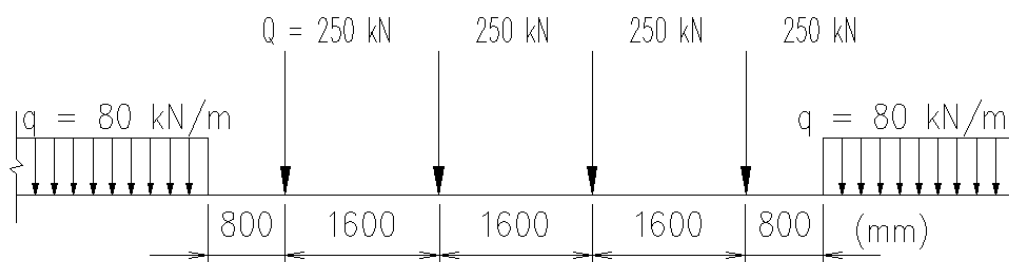
### 3.7.1 GJELDENDE LASTMODELL NORMAL JERNBANETRAFIKK, LM71

#### 3.7.1.1 GENERELT

Lastmodell 71, eller "Lasttoget av 1971" er den gjeldende verdien av det statiske bidraget som kommer av normal jernbanetrafiikk. Lastmodellen er ikke den virkelige toglasten, men den gir et representativt bilde av den effekten den gir på brukonstruksjonen. Lasten er i størrelsesorden som vist på **Figur 3-8**, og plasseres i mest ugunstige posisjon. Lastene er karakteristiske verdier, og skal multipliseres med en faktor  $\alpha$  for å bli "klassifiserte vertikale laster".

$\alpha = 1,33$  for Østfoldsbanen, alltid.

$\alpha = 1,00$  for alle andre baner hvis ikke annet er spesifisert.



Figur 3-8: Lastmodell 71

**Karakteristisk fordelt last fra LM71:**

$$q = 80 \text{ kN/m}$$

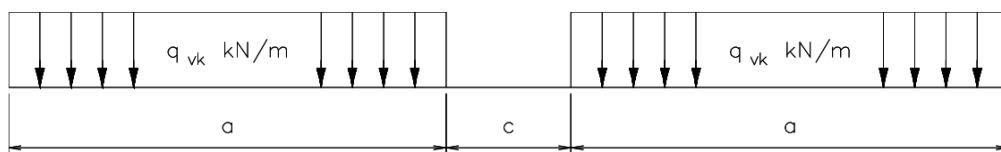
**Karakteristisk aksellast fra LM71:**

$$Q = 250 \text{ kN}$$

### 3.7.2 LASTMODELLER FOR EKSTRAORDINÆRT TUNG JERNBANELAST, SW/0 OG SW/2

#### 3.7.2.1 GENERELT

Disse lastmodellene ivaretar den statiske effekten av ekstraordinær tung jernbanetrafikk, som for eksempel transport av stridsvogner og transformatorer. SW/0 må kontrolleres for alle bruer som har kontinuerlig dekke over flere spenn. SW/2 er aktuelt kun aktuelt for bruer langs helt spesifikke strekninger, som for eksempel i sammenheng med gruvedrift og militæranlegg. For prosjektering av nye bruer skal imidlertid SW/2 inngå som en last. **Figur 3-9** viser lastfordelingen og **Tabell 7** viser de tilhørende verdiene.



Figur 3-9: Lastmodellene SW/0 og SW/2

Tabell 7: Verdier for SW-last

Lastklassifisering	$q_{vk}$	a	c
SW/0	133	15	5,3
SW/2	150	25	7

#### 3.7.2.2 SPESIFIKT FOR TROLDDALEN VIADUKT OG BRU OVER EIDSELVA

##### SW/0

Det tekniske regelverket og Eurokoden presiserer at SW/0 kun er aktuell for kontinuerlige bruer, altså bruer hvor dekket fungerer som en kontinuerlig bjelke over x antall spenn. Dette er ikke tilfellet for Trolldalen Viadukt, da hvert spenn er montert uavhengig av hverandre, og fungerer som fritt opplagte bjelker. SW/0 er altså ikke aktuelt for Trolldalen Viadukt. Bru over Eidselva har bare ett spenn, så SW/0 er heller ikke aktuelt her.

→ SW/0 er ikke dimensjonerende for verken Trolldalen Viadukt eller Eidselva Bru



### SW/2

SW/2 er etter konsultasjon med Jernbaneverket i utgangspunktet per i dag ikke en reell last for verken Trolldalen Viadukt eller Bru over Eidselva. Det kan imidlertid kontrolleres med SW/2 for å sjekke muligheten for økte laster.

**→ SW/2 er ikke dimensjonerende for verken Trolldalen Viadukt eller Eidselva Bru**

### 3.7.3 TOMME VOGNER

For å få en tilstrekkelig kontroll av tverrstabiliteten til brua, skal vindlasten kombineres med en vertikallast lik 10,0 kN/m, såkalt tomme vogner. Disse tomme vognene skaper en stor vindflate, og kraften som oppstår når vinden treffer siden forplanter seg til brukonstruksjonen via skinner og sviller.

### 3.7.4 GANGBANELAST

Gangbaner skal beregnes for en jevnt fordelt karakteristisk last  $q_{fk} = 5 \text{ kN/m}^2$ . Denne lasten skal imidlertid ikke tenkes å opptre samtidig som toglasten, noe som gjør at den aldri vil bli dimensjonerende.

## 3.8 DYNAMISKE EFFEKTER

### 3.8.1 GENERELT

Lastmodell 71 gir et representativt bilde av den statiske responsen brua vil få, men ivaretar ikke uten videre den dynamiske effekten som jernbanedrift gir. Når et tog kjører over ei bru, skjer det flere ting som gjør at det virkelige lastbildet blir annerledes enn hva en ren statisk tilnærming ville antydnet. Noen av de mest sentrale bidragsyterne til dynamisk last er listet opp under.

- Konstruksjonen har en treghet. Dette innebærer at responsen inntreter etter en viss tid etter at belastningen er påført. Hurtig lastøkning kan derfor gi stor respons i brua.
- Akslinger passerer med jevnt mellomrom slik at det blir en syklisk last. Dette kan indusere vibrasjoner i brua.
- Ujevnheter på hjul og/eller skinner kan gi såkalt hjulslag. En slik defekt treffer brua med jevne mellomrom og kan gi en syklisk belastning som i verste fall kan skape vibrasjoner som nærmer seg egenfrekvensen til brua.

#### 3.8.1.1 DYNAMISK FAKTOR $\Phi$

Regelverket ivaretar de dynamiske lastene ved hjelp av en såkalt dynamisk faktor,  $\Phi$ . Denne faktoren samler effekten av alle de dynamisk induserte spenningene og deformasjonene slik at man får et mer reelt belastningsbilde. Faktoren implementeres ved å multiplisere den med den statiske lasta, noe som resulterer i en "totallast" som ivaretar både det statiske og det dynamiske bidraget:

$$F_{tot} = \Phi_0 * F_{stat} = F_{dyn} + F_{stat}$$

Vibrasjoner i konstruksjonen er også implementert i faktoren, men den tar ikke høyde for resonans og heftige vibrasjoner. På grunn av dette gjelder  $\Phi$  bare for hastigheter under 220 km/h, og dessuten kun for egenfrekvenser som ligger innenfor intervallet gitt av **Figur 3-10** og følgende ligninger:

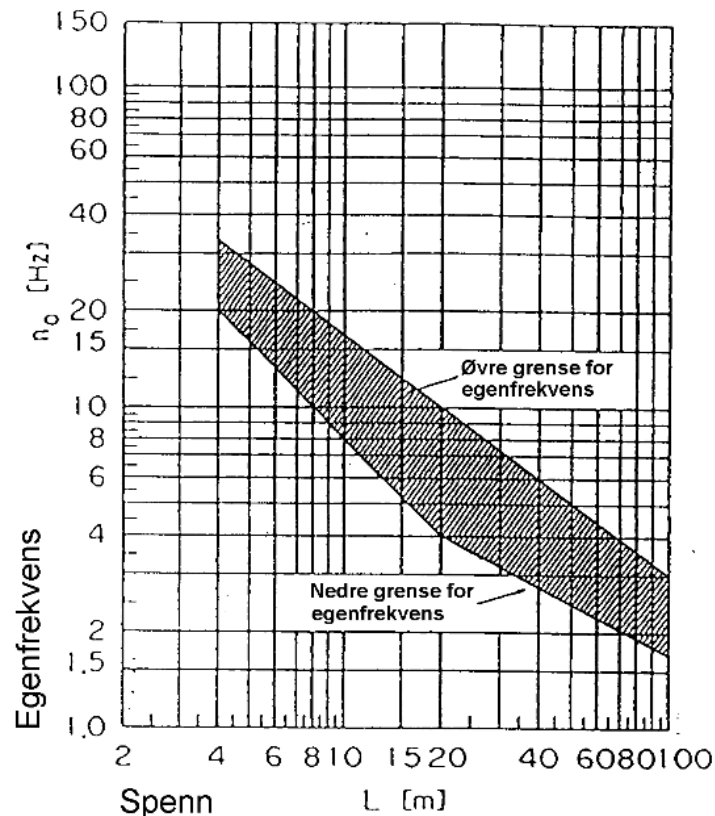
Nedre grense for egenfrekvens:

$$n_{nedre} = \frac{80}{L} \quad (4m < L < 20m)$$

$$n_{nedre} = 23,58 * L^{-0,592} \quad (20m < L < 100m)$$

Øvre grense for egenfrekvens:

$$n_{\text{øvre}} = 94,76 * L^{-0,784}$$



Figur 3-10: Grenseverdier egenfrekvens for bruk av dynamisk tillegg,  $\Phi$  [25]

Egenfrekvensen finnes av ligningen ( $\delta_0$  er nedbøying i feltmidte på grunn av permanente laster):

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}}$$

Hvis egenfrekvensen befinner seg innenfor grenseverdiene, kan den dynamiske faktoren beregnes ut i fra  $\Phi_2$  eller  $\Phi_3$ .  $\Phi_2$  forutsetter godt vedlikeholdte spor, og i følge Jernbaneverket antas det å være tilfellet på alle baner i Norge.  $\Phi_2$  skal dermed brukes.

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82$$

$L_\phi$  er bestemmende lastlengde. Dette er en lengde som er avhengig av randbetingelser og antall spenn. For en fritt opplagt bjelke med  $n$  spenn er bestemmende lastlengde lik den faktiske lengden.

### 3.8.2 SPESIFIKT FOR TROLLEDALEN VIADUKT

Da Trolldalen Viadukt er en slank stålkonstruksjon, er det ekstra viktig å ha god kontroll på hvordan de dynamisk induuerte effektene påvirker konstruksjonen.

#### 3.8.2.1 BEREGNING AV DYNAMISK FAKTOR

Et spenn er  $L = 17,5$  m. Grenseverdiene er gitt av ligningene:

$$n_{\text{øvre}} = 94,76 * L^{-0,784} = 10,0 \text{ Hz}$$

$$n_{\text{nedre}} = \frac{80}{L} = 4,57 \text{ Hz}$$

Egenlasten av dekket inkludert sviller, skinne, kabelkanal osv er beregnet til å være:

$$q_G = 7,8 \frac{kN}{m} + 6,4 \frac{kN}{m} = 14,2 \text{ kN/m}$$

Nedbøyning i feltmidte på grunn av permanente laster beregnes ut fra formel for nedbøyning i Irgens formelsamling [33]. Det effektive 2. arealmoment presenteres senere i 0 "Bøyekapasitet".

$$\delta_0 = \left( \frac{5}{384} \right) \cdot \frac{q_{G1} L^4}{EI_{eff}} = \left( \frac{5}{384} \right) * \frac{14,2 \frac{N}{mm} * (17500mm)^4}{210000 \frac{N}{mm^2} * 4,50 * 10^{10} mm^4} = 1,84 \text{ mm}$$

Tilhørende egenfrekvens i henhold til Jernbaneverkets regelverk er:

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} = \frac{17,75}{\sqrt{1,84}} = 13,10 \text{ Hz}$$

$$n_{\text{nedre}} < n_0 > n_{\text{øvre}} \rightarrow \text{IKKE OK}$$

**Kommentar:** Egenfrekvensen er i følge beregningene litt høyere enn øvre grenseverdi, og man skal i følge regelverket utføre en mer omfattende og nøyaktig dynamisk kontroll. Det noteres imidlertid at egenfrekvensen er høyere enn det "aksepterte" intervallet, og det antas at dette er mindre farlig enn hvis egenfrekvensen hadde vært lavere. Siden denne framgangsmåten uansett er en forenkling av virkeligheten, er det sannsynlig at feilmarginen visker ut noe av differansen. Slitasje kan ha endret de dynamiske forholdene, og for å få et nøyaktig tall måtte man uansett ha foretatt en måling. For å kunne ivareta en viss dynamisk effekt i videre lastberegninger, velges det å gå videre som om at ligningene var oppfylt.

Den dynamiske faktoren beregnes ut fra følgende ligning:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\phi} - 0,2} + 0,82$$

Hvor stort det dynamiske tillegget blir, avhenger av størrelsen på bestemmende lastlengde,  $L_\phi$ . Verdien av  $L_\phi$  er avhengig av opplagerbetingelsene til spennene. Ut i fra tegninger og veiledning fra Jernbaneverket, skal spennene tolkes som ti fritt opplagte bjelker. Sjekker imidlertid også hva det dynamiske tillegget blir hvis spennene er kontinuerlige.

Hvis fritt opplagt:

$$L_\phi = L_m = 17,5 \text{ m}$$

$$\Phi_{2\text{fritt\opplagt}} = 1,182$$

Hvis kontinuerlig:

$$L_\phi = k * L_m = 2,0 * 17,5 \text{ m} = 35 \text{ m}$$

$$\Phi_{2\text{kontinuerlig}} = 1,072$$

Ser at det dynamiske tillegget blir mindre hvis spennene tolkes som kontinuerlige. Velger derfor å basere det dynamiske tillegget ut i fra at brua består av fritt opplagte bjelker, noe som også samsvarer best med virkeligheten:

Dynamisk tillegg for Trolldalen Viadukt:

$$\Phi_2 = 1,182$$

Det dynamiske tillegget øker lasta med 18,2 %

Den totale vertikallasta fra LM71 blir i størrelsesorden som vist i **Tabell 8**.

Tabell 8: Total trafikklast inkludert dynamisk faktor for Trolldalen Viadukt

	Punktlast [kN] $Q_{vk}$	Fordelt last [kN/m] $q_{vk}$
Statisk bidrag fra LM71	250	80
Dynamisk tillegg	47	15
<b>Totalt bidrag fra LM71</b>	<b>297</b>	<b>95</b>

### 3.8.3 SPESIFIKT FOR EIDSELVA BRU

Eidselva Bru er ei relativ kort og kompakt fagverksbru, og det antas at brua er mindre sensitiv for dynamiske vibrasjoner enn Trollaldalen Viadukt. Kontrollerer likevel om egenfrekvensen er innenfor kravene, da det er mange variabler som spiller inn på den dynamiske oppførselen til en bru.

Grenseverdiene er gitt av ligningene:

$$n_{nedre} = 23,58 * L^{-0,592} = 2,92 \text{ Hz}$$

$$n_{\overline{vre}} = 94,76 * L^{-0,784} = 5,97 \text{ Hz}$$

Nedbøying i feltmidte på grunn av permanente laster hentes fra SAP2000 og er:

$$\delta_0 = 8,9 \text{ mm}$$

Tilhørende egenfrekvens i henhold til Jernbaneverkets regelverk er:

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\delta_0}} = 5,95 \text{ Hz}$$

$$n_{nedre} < n_0 < n_{\overline{vre}} \rightarrow OK$$

**Kommentar:** den beregnede egenfrekvensen til brua er akkurat innenfor den øvre grensa. Godtar dette for videre beregning.

Brua er fritt opplagt, og bestemmende lastlengde er lik hele lengden av brua:

$$L_{\Phi} = L_m = 34 \text{ m}$$

Egenfrekvensen befinner seg innenfor grenseverdiene, og den dynamiske faktoren kan beregnes ut fra følgende ligning:

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_{\Phi}} - 0,2} + 0,82 = \mathbf{1,076}$$

Dynamisk faktor for Eidselva Bru:

$$\Phi_2 = 1,076$$

Det dynamiske tillegget øker lasta med 7,6 %

Den totale vertikallasta fra LM71 blir i størrelsesorden som vist i **Tabell 9**.

Tabell 9: Total trafikklast inkludert dynamisk tillegg for Eidselva Bru

	Punktlast, $Q_{vk}$ [kN]	Fordelt last, $q_{vk}$ [kN/m]
Statisk bidrag fra LM71	250	80
Dynamisk tillegg	19	6
<b>Totalt bidrag fra LM71</b>	<b>269</b>	<b>86</b>

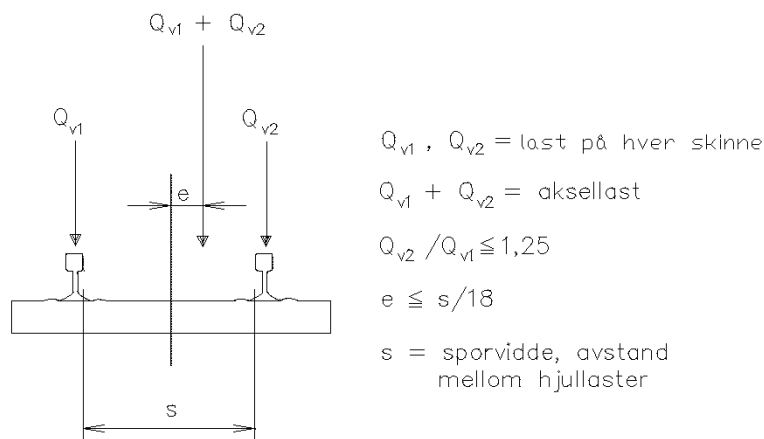
### 3.9 EKSENTRISITET AV LM71

Det skal dimensjoneres for en sideforskyvning av vertikallasten. Denne forskyvningen tenkes å være ekvivalent med et skjevforhold mellom én av hjullastene lik 1,25:1,00. Dette resulterer i en eksentrisitet  $e=s/18$  som **Figur 3-11** illustrerer. I Norge brukes det standardiserte *normalsporet* på alle konvensjonelle strekninger [10], noe som tilsvarer en sporvidde på:

$$s = 1435 \text{ mm}$$

Eksentrisiteten er da:

$$e = \frac{1435 \text{ mm}}{18} = 79,72 \text{ mm}$$



Figur 3-11: Eksentrisitet av LM71 [25]

#### 3.9.1 EFFEKTEN AV EKSENTRISITET PÅ TROLLDALEN VIADUKT:

Effekten av eksentrisiteten beregnes spesielt med tanke på å sjekke hvor stort torsjonsmoment dette tilfører dekket. Én aksellast inkludert dynamisk tillegg er:

$$Q_{vkdyn} = 297 \text{ kN}$$

Aksellasten fordeles på to skinner, og skjevforholdet resulterer i:

$$Q_{vkdyn} = Q_{vkdyn1} + Q_{vkdyn2} = Q_{vkdyn1} + 1,25Q_{vkdyn1} = 2,25Q_{vkdyn1}$$

$$Q_{vkdyn1} = \frac{297 \text{ kN}}{2,25} = 132 \text{ kN}$$



$$Q_{vkdyn2} = 297 \text{ kN} - 132 \text{ kN} = 165 \text{ kN}$$

Skjevlasten, som er differansen mellom de to skinnelastene  $Q_{vkdyn1}$  og  $Q_{vkdyn2}$ , gir et torsjonsmoment om dekket. Momentarmen er lik halve senteravstanden mellom skinnene, jamfør **Figur 3-11**.

$$\Delta Q_{vkdyn1} = 165 \text{ kN} - 132 \text{ kN} = 33 \text{ kN}$$

$$M_{eksentrisitet} = \Delta Q_{vkdyn1} * \left(\frac{s}{2}\right) = 33 \text{ kN} * \left(\frac{1,435 \text{ m}}{2}\right) = 24 \text{ kNm}$$

Momentet settes på midt i et spenn, da det vil gi størst mulig vridning av dekket.

**Eksentrisitetsmoment fra LM71 på Trollaldalen Viadukt:**

$$M_{eksentrisitet} = 24 \text{ kNm}$$

### 3.9.2 EFFEKTEN AV EKSENTRISITET PÅ EIDSELVA BRU

Eksentrisitetsmomentet beregnes på samme måte som for Trollaldalen Viadukt, men siden det dynamiske tillegget er mindre på Eidselva Bru, vil også eksentrisitetsmomentet bli tilsvarende mindre.

En aksellast inkludert dynamisk tillegg er:

$$Q_{vkdyn} = 269 \text{ kN}$$

Aksellasten fordeles på samme måte som vist for Trollaldalen Viadukt, og punktlasten på hver skinne blir:

$$Q_{vkdyn1} = \frac{269 \text{ kN}}{2,25} = 120 \text{ kN}$$

$$Q_{vkdyn2} = 269 \text{ kN} - 120 \text{ kN} = 149 \text{ kN}$$

Skjevlasten er som er differansen mellom de to skinnelastene  $Q_{vkdyn1}$  og  $Q_{vkdyn2}$  gir et torsjonsmoment om dekket. Momentarmen er lik halve senteravstanden mellom skinnene.

$$\Delta Q_{vkdyn1} = 149 \text{ kN} - 120 \text{ kN} = 29 \text{ kN}$$

$$M_{eks} = \Delta Q_{vkdyn1} * \left(\frac{S}{2}\right) = 29 \text{ kN} * \left(\frac{1,435 \text{ m}}{2}\right) = 21 \text{ kNm}$$

Torsjonsmomentet settes midt på brua for maks effekt.

**Eksentrisitetsmoment fra LM71 på Eidselva Bru:**

$$M_{eksentrisitet} = 21 \text{ kNm}$$

## 3.10 HORIZONTALLASTER

### 3.10.1 SENTRIFUGALKREFTER

#### 3.10.1.1 GENERELT

Hvis en bru ligger i en kurve vil det oppstå sentrifugalkrefter så lenge toget er i fart. Disse kreftene vil bli overført til brukonstruksjonen via skinnene og bidra til store horisontalkrefter. Kurvens horisontalradius, togets hastighet og togets masse er de parameterne som bestemmer hvor stor sentrifugalkraften blir.

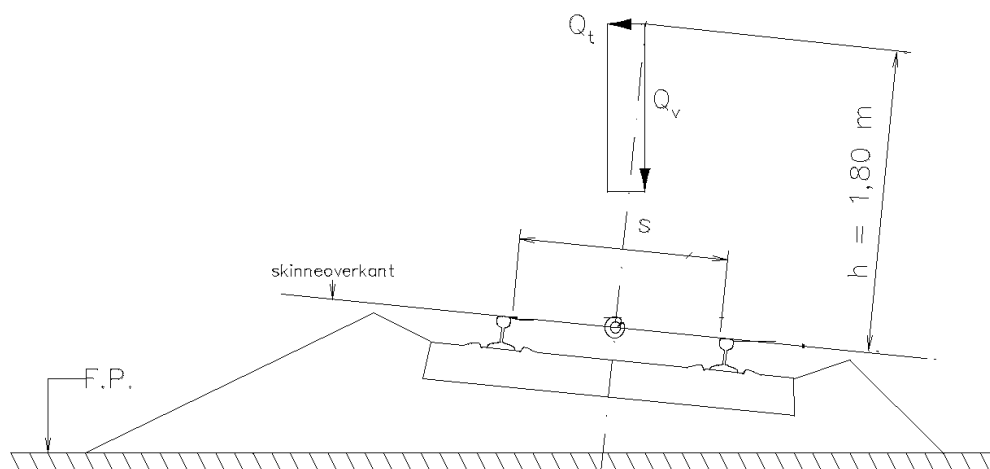
De karakteristiske verdiene av sentrifugalkraften skal settes lik en prosentandel av den vertikale trafikklasta uten dynamisk tillegg:

$$Q_{tk} = \frac{v^2}{g * R} * (f * Q_{vk}) = \frac{V^2}{127 * R} * (f * Q_{vk})$$

$$q_{tk} = \frac{v^2}{g * R} * (f * q_{vk}) = \frac{V^2}{127 * R} * (f * q_{vk})$$

- v er hastigheten i m/s
- V er hastigheten i km/h
- f er en reduksjonsfaktor som kun trer i kraft når  $v > 120$  km/h
- R er kurvens radius
- $Q_{vk}$  og  $q_{vk}$  er vertikal trafikklast uten dynamisk tillegg

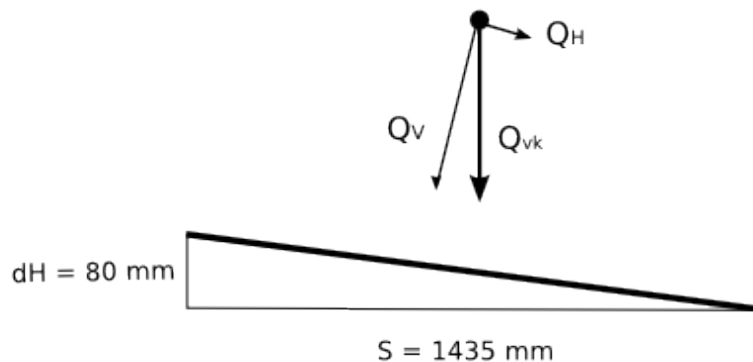
Kraften tenkes å opptre 1,80 m over skinneoverkant (SOK), se **Figur 3-12**.



Figur 3-12: Sentrifugalkraft [25]

### Vurdering av overhøyde

For å kompensere for sentrifugalkrafta, er det lagt inn en konstant overhøyde over hele brubanen. Dette gjør at vertikallasten får en horisontalkomponent i forhold til konstruksjonen, som vist på **Figur 3-13**.



Figur 3-13: Overhøyde

Tyngden av toget virker i gravitasjonsretningen, og det oppstår da en horisontalkomponent i forhold til skinnegangen. Høydedifferansen mellom skinnene er 80 mm, så horisontalkomponenten blir i størrelsesorden:

$$Q_H = \frac{80}{1435} * Q_{vk} = 0,056 Q_{vk}$$

Horisontalkraften på grunn av overhøyden er altså 5,6 % av vertikallasta. Basert på den *beregningsmessige* vekten av lasttoget (LM71) blir horisontalkraftene på grunn av bruas overhøyde:

$$Q_H = 0,056 * 250 \text{ kN} = 14 \text{ kN}$$

$$q_H = 0,056 * 80 \text{ kN/m} = 4,5 \text{ kN/m}$$

Denne horisontalkrafta vil imidlertid virke i motsatt retning av sentrifugalkrafta, og vil dermed ha en gunstig effekt på den totale horisontallasta. For videre kontroll vil dermed effekten av overhøyden neglisjeres så langt den er mindre enn sentrifugalkrafta. Dette vil være tilfelle så langt hastigheten er av en viss størrelse.

#### 3.10.1.2 SPESIFIKT FOR EIDSELVA BRU

Eidselva Bru er en rett bru og blir dermed ikke utsatt for sentrifugalkrefter.

### 3.10.1.3 SPESIFIKT FOR TROLLEDALEN VIADUKT

Trolldalen Viadukt har en konstant horisontalradius på  $R = 600$  m. Da maks hastighet er mindre enn 120 km/h, settes  $f=1$  og formelen for sentripetalkrafta blir:

$$Q_{tk} = \frac{V^2}{127 * 600} * (1 * Q_{vk})$$

For LM71 skal farta skal settes lik  $V=120$  km/h og  $f=1$ :

$$Q_{tk} = \frac{120^2}{127 * 600} * (1 * Q_{vk}) = 0,19 * Q_{vk71}$$

Sentripetalkrafta er 19 % av LM71 uten dynamisk tillegg. Til sammenligning var horisontalkomponenten på grunn av overhøyde 5,6 % av LM71. Denne virker i motsatt retning av sentrifugalkrafta, så velger derfor å neglisjere den gunstige effekten av overhøyden.

Fordelt last og punktlast er:

$$q_{tk} = 0,19 * 80 \frac{kN}{m} = 15 \text{ kN/m}$$

$$Q_{tk} = 0,19 * 250 \text{ kN} = 48 \text{ kN}$$

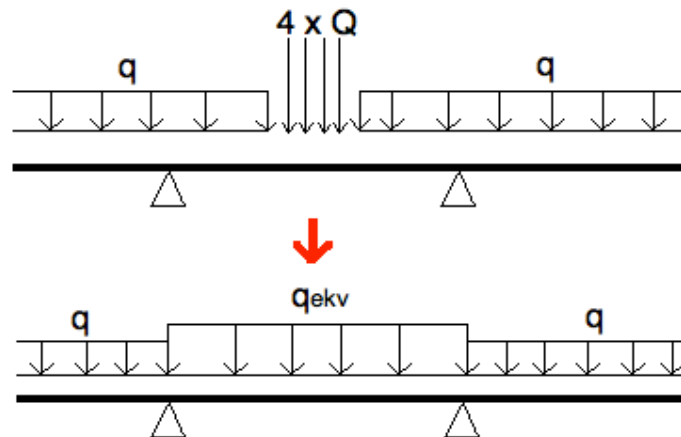
Da sentrifugalkraft i realiteten er et resultat av togets masse, vil det være kunstig å tenke at sentrifugallastfordelingen består av punktlaster i horisontalretning, jamfør LM71. Det antas at det er mer virkelighetsnært at punktlastene fordeler seg utover sitt respektive område på 6,4 m. Dette tilsvarer en fordelt last:

$$q_{tkpunkt} = \frac{48 \text{ kN} * 4}{6,4 \text{ m}} = 30 \frac{kN}{m} \quad \text{over } 6,4 \text{ m}$$

De resterende  $17,5 \text{ m} - 6,4 \text{ m} = 11,1 \text{ m}$  har fremdeles fordelt last  $q_{tk} = 15 \text{ kN/m}$ , så den ekvivalente, gjennomsnittlige, sentrifugallasten for det mest utsatte dekket blir:

$$q_{tkek} = \left( \left( \frac{11,1}{17,5} \right) * 15 \frac{kN}{m} \right) + \left( \left( \frac{6,4}{17,5} \right) * 30 \frac{kN}{m} \right) = 20 \text{ kN/m}$$

Figur 3-14 viser hvordan punktlastene ivaretas som økt fordelt last.  $q_{ekv}$  er fordelt sentrifugallast for mest utsatte spenn, og  $q$  er fordelt sentrifugallast for alle andre spenn.



Figur 3-14: Ekvivalent fordelt last

Sentrifugalkraften skal tenkes å opptre 1,8 m over skinneoverkant (SOK), så det betyr 3,2 m over senter av dekket. Torsjonsmomentet om dekket blir da:

$$m_{tk} = 20 \frac{kN}{m} * 3,2 m = 64 \frac{kNm}{m} \quad \text{for mest utsatte spenn}$$

$$m_{tk} = 15 \frac{kN}{m} * 3,2 m = 48 \frac{kNm}{m} \quad \text{for øvrige spenn}$$

**Effekt av sentrifugalkraft på Troll dalen Viadukt:**

Mest utsatte spenn:

$$m_{tk} = 64 \frac{kNm}{m} \quad \text{og} \quad q_{tk} = 20 \text{ kN/m}$$

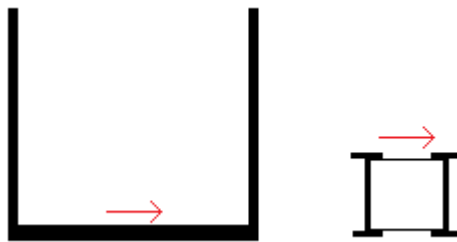
Øvrige spenn:

$$m_{tk} = 48 \frac{kNm}{m} \quad \text{og} \quad q_{tk} = 15 \text{ kN/m}$$

### 3.10.2 SLINGREKRAFT

Slingrekraften kommer av ujevnheter på skinnegangen, og gjør at toget krenger sideveis når det kjører. Slingrekraften er uavhengig av kurvatur og andre faktorer, så den samme kraften gjelder både for Trolldalen Viadukt og Bru over Eidselva. For dimensjonering settes slingrekraften på som en punktlast på 100 kN ved SOK, se **Figur 3-15**.

$$Q_{sl} = 100 \text{ kN}$$



Figur 3-15: Snitt av Eidselva Bru (venstre) og Trolldalen Viadukt (høyre), skalert lik. Angrepspunktet til slingrelasten vist med rød pil.

#### 3.10.2.1 SPESIFIKT FOR TROLLDALEN VIADUKT

For Trolldalen Viadukt vil slingrekraften gi en viss rotasjon av dekket. Momentarmen er summen av høyden til svillen, skinnen og inn til senter av dekket, ca. 0,3 m + 0,2 m + 0,9 m = 1,4 m. 100 kN ved SOK tilsvarer et torsjonsmoment om dekket lik:

$$m_{sl} = Q_{sl} * 1,4 \text{ m} = 140 \text{ kNm}$$

**Slingrelast på Trolldalen Viadukt:**

$$Q_{sl} = 100 \text{ kN} \quad \text{og} \quad m_{sl} = 140 \text{ kNm}$$

#### 3.10.2.2 SPESIFIKT FOR EIDSELVA BRU

For Eidselva Bru vil slingrekraften gå direkte inn i en tverrbærer, og det lille momentet som oppstår antas være neglisjerbart. Eneste relevante last er dermed 100 kN ved SOK.

**Slingrelast på Eidselva Bru**

$$Q_{sl} = 100 \text{ kN}$$

### 3.10.3 KREFTER FRA AKSELERASJON OG BREMSING

#### 3.10.3.1 GENERELT

Akselerasjons- og bremsekrefter tenkes å opptre i langsgående retning ved SOK, og kommer av at toget henholdsvis øker farten og bremses.

Kreftene tas opp av skinnene, og må på et eller annet vis føres til grunnen.

Opplagerbetingelsene og om sporet er helsveist eller ikke bestemmer hvordan dette går for seg. For at noe av kraften i det hele tatt skal kunne gå direkte inn i landkar, må brua ha ballast. Verken Trolldalen Viadukt eller Eidselva Bru har ballast, og brukonstruksjonen skal være i stand til å ta opp all bremse- og akselerasjonslast.

Dimensjonerende akselerasjon- og bremselast finnes av følgende ligninger:

Trekraft (akselerasjon):

$$Q_{lak} = 33 \frac{kN}{m} * L \leq 1000 kN$$

Bremsing:

$$Q_{lbk} = 20 \frac{kN}{m} * L \leq 6000 kN$$

L er den totale brulengden.

#### 3.10.3.2 SPESIFIKT FOR TROLLDALEN VIADUKT

Karakteristiske verdier:

- Største bremselast:

$$Q_{lak} = 20 \frac{kN}{m} * 175m = 3500 kN$$

- Største trekraft:

$$Q_{lbk} = 33 \frac{kN}{m} * 175m = 5775 kN \leq 1000 kN$$

Karakteristisk langsgående kraft er bremsekraften på 3500 kN. Denne fordeles jevnt over hele brulengden.



$$q_{langs} = \frac{3500 \text{ kN}}{175 \text{ m}} = 20 \text{ kN/m}$$

**Bremsekraft på Trolldalen Viadukt:**

$$q_{lak} = 20 \text{ kN/m}$$

### 3.10.3.3 SPESIFIKT FOR BRU OVER EIDSELVA

Karakteristiske verdier:

- Største bremselast:

$$20 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 34 \text{ m} = 680 \text{ kN}$$

- Største trekkraft:

$$Q_{lak} = 33 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 34 \text{ m} = 1122 \text{ kN} \leq \mathbf{1000 \text{ kN}}$$

Karakteristisk langsgående kraft er trekkraften på 1000 kN. Denne fordeles jevnt over hele brulengden.

$$q_{langs} = \frac{1000 \text{ kN}}{34 \text{ m}} = \mathbf{29 \text{ kN/m}}$$

**Trekkraft på Eidselva Bru:**

$$q_{lak} = 29 \text{ kN/m}$$

### 3.11 SNØLAST

---

Snølast skal ikke tenkes å opptre samtidig som toglasten. Det antas dermed at den ikke blir dimensjonerende. En kjapp overslagsberegning uten hensyn til formfaktorer og andre regler gir følgende resultat:

Tyngden av våt snø er definert i Snølaststandarden [34] som:

$$q_{snø} = 4 \frac{kN}{m^2}$$

**Trolldalen Viadukt:**

Bredden på brua inkludert gangbane er ca 4 m. Den fordelte lasten blir da:

$$q_{snø,TV} = 16 \frac{kN}{m}$$

**Eidselva Bru:**

Bredden på brua er 5 m. Den fordelte lasten blir da:

$$q_{snø,TV} = 20 \frac{kN}{m}$$

Ingen av de fordelte lastene er i nærheten av å være i konkurranse med trafikklasten (80 kN/m). Det kan imidlertid spekuleres om hva som skjer når brøytetoget er på brua for å brøyte bort snøen, men dette er ikke inkludert i regelverket som en aktuell situasjon.

## 3.12 VINDLAST

### 3.12.1 GENERELT

Det tekniske regelverket henviser i overordnet forstand til Eurokode 1 Del 4 [35] for evaluering av vindlaster på bruer. Hvis ikke noe annet påvises skal vindtrykket settes lik  $2,0 \text{ kN/m}^3$  med formfaktor,  $C=1$ . Da nøyaktige vindlastberegninger er både kompliserte og tidkrevende, benyttes denne verdien i videre beregninger.

Det tekniske regelverket gir utfyllende bestemmelser som er spesifikke for jernbanebruer:

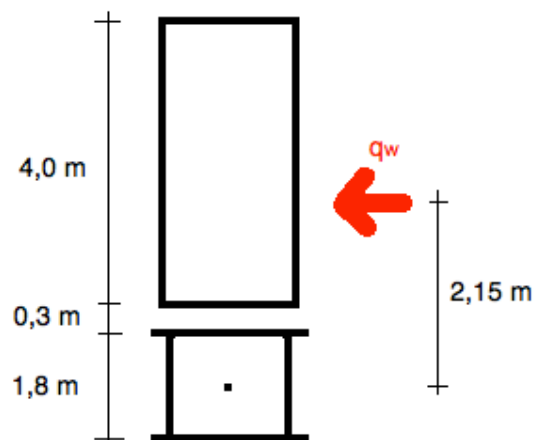
- Vindlasten skal alltid kombineres med vertikallasten "tomme vogner" (med kombinasjonsfaktor  $\psi=1,0$ ), som tilsvarer en fordelt last på  $10 \text{ kN/m}$  over hele brubanen. Dette kontrollerer tverrstabiliteten.
- Vindlasten skal kombineres med vertikallastene, hvor begge må settes som dominerende hver sin tur.

### 3.12.2 SPESIFIKT FOR TROLLEDALEN VIADUKT

Den største effekten av vindlast antas å opptre når hele brubanen består av tog. Høyden på toget skal settes til  $4 \text{ m}$  over SOK. Brutverrsnittet er  $1,8 \text{ m}$  høyt, noe som tilsammen gir:

$$V_{vindareal} = (4\text{m} + 1,8\text{m}) * 175\text{m} = 1015\text{m}^2$$

Vindkraften antas å være jevnt fordelt over det totale arealet, og får da angrepspunkt midt i høyden, se **Figur 3-16**. Dette gir en torsjonskraft som må tas opp av brutverrsnittet.



Figur 3-16: Vindlast på Trollaldalen Viadukt med  $4 \text{ m}$  høyt tog

Vindtrykk jevnt over siden:

$$q_{w0} = 2,0 \frac{kN}{m^2}$$

Den totale høyden er brutverrsnittet, svillehøyden og toghøyden til sammen:

$$h_{tot} = 1,8m + 0,3m + 4,0m = 6,1m$$

Fordelt vindlast per lengdemeter:

$$q_w = 2,0 \frac{kN}{m^2} * 6,1 m = 12,2 \frac{kN}{m}$$

Avstand mellom angrepspunkt og senter av tverrsnittet:

$$h_{momentarm} = 2,15 m$$

Torsjonsmoment om senter av tverrsnittet:

$$m_w = 12,2 \frac{kN}{m} * 2,15 m = 26 kN/m$$

På Trolldalen Viadukt er de karakteristiske lastene fra vind er en fordelt horisontallast og et fordelt torsjonsmoment:

$$q_{vind} = 12,2 \frac{kN}{m} \quad \text{og} \quad m_{vind} = 26,3 \frac{kNm}{m}$$

### 3.12.3 SPESIFIKT FOR EIDSELVA BRU

Den totale høyden til brua er 4,5 m, og tomme vogner utgjør 4 m. Det vil si at den øverste halvmeteren egentlig har noen hulrom som vinden kan blåse gjennom, se **Figur 3-17**. Men, overgurten utgjør 0,3 m, så de resterende 0,2 m neglisjeres. Man tenker seg derfor at vinden blåser mot en flate på 4,5 m ganger bruas lengde som er 34 m, med andre ord et areal på 153 m<sup>2</sup>.



Figur 3-17: Vindflate Eidselva Bru

### Fordeling i henhold til vindlaststandarden Eurokode 1, Del 1-4 [35].

Eurokoden utviser spesifikke regler når flere vegger, rekkverk eller fagverk er plassert vis á vis hverandre. For en fagverksbru tenker man seg at det fagverket som står på lesiden i forhold til vindretningen, vil føle en redusert vindkraft i forhold til det fagverket som møter vinden først. For å ivareta denne reduksjonen benytter man en såkalt skjermingsfaktor som avhenger av høyden på fagverkene, avstanden i mellom dem, og dessuten massivetsforholdet til fagverket. Massivetsforholdet er et mål på hvor mye materiale det er i forhold til tomrom når fagverket ses fra siden.

Forholdet mellom mellomliggende avstand og høyde er:

$$\frac{x}{h} = \frac{5,3}{4,5} = 1,18$$

Av Figur 7.20 i [35] ser man at skjermingsfaktoren er:

$$\psi_{wf} = 0,3 = 30 \%$$

Vindkraften på fagverket på lesiden antas beregningsmessig å være 30 % av det fremste fagverket.

Fagverk 1: 100 % av vindlasten.

Fagverk 2: 30 % av vindlasten.

Den totale vindlasten er:

$$W = 2,0 \frac{kN}{m^2} * 153 m^2 = 306 kN$$

### Fordelt vindlast på fagverk 1:

Lengden av over- og undergurt tilsammen:

$$L_{tot} = L_{undergurt} + L_{overgurt} = 34 m + 37,8 m = 71,8 m$$

Som gir den fordelte lastene

$$q_{W1} = \frac{W}{L_{tot}} = 4,3 kN/m$$

Fordelt vindlast på fagverk 2:

$$q_{w2} = 30 \% * q_{w1} = 1,3 \text{ kN/m}$$

**Vindlast på Eidselva Bru:**

$$q_{w1} = 4,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{på fremste fagverk}$$

$$q_{w2} = 1,3 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{på bakerste fagverk}$$

### 3.13 OPPSUMMERING ALLE LASTER

**Tabell 10** oppsummerer alle lastene funnet i del 3 for Trolldalen Viadukt og Eidselva Bru.

Tabell 10: Oppsummering alle laster

Karakteristisk last	Trolldalen Viadukt	Eidselva Bru (fordeles på to langbærere i SAP2000)
<b>LM71 u/φ</b>	$Q_{vk} = 250 \text{ kN}$ $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$	$Q_{vk} = 250 \text{ kN}$ $q_{vk} = 80 \text{ kN/m}$
<b>LM71 m/ φ</b>	$Q_{vkdyn} = 297 \text{ kN}$ $q_{vkdyn} = 95 \text{ kN/m}$	$Q_{vkdyn} = 269 \text{ kN}$ $q_{vkdyn} = 86 \text{ kN/m}$
<b>Eksentrisitet LM71 m/ φ</b>	$Q_{eks} = 23 \text{ kNm}$	$Q_{eks} = 21 \text{ kNm}$
<b>Slingrelast</b>	100 kN og 140 kNm	100 kN
<b>Sentrifugallast</b>	20 kN/m og 64 kNm/m om mest utsatte spenn  15 kN/m og 48 kNm/m om øvrige spenn	0
<b>Akselerasjon og bremsing</b>	20 kN/m	29 kN/m
<b>Tomme vogner</b>	10 kN/m	10 kN/m
<b>Vind</b>	26 kNm/m og 12,2 kN/m	4,3 kN/m (front) og 1,3 kN/m (bak)
<b>Egenlast permanente komponenter</b>	6,4 kN/m	6,4 kN/m
<b>SW/2</b>	150 kN/m	150 kN/m

### 3.14 BRUKSGRENSE: ROTASJON OG NEDBØYING

En last defineres som alle påvirkninger som gir spenninger eller tøyninger i brukonstruksjonen. Deformasjoner inngår dermed som last.

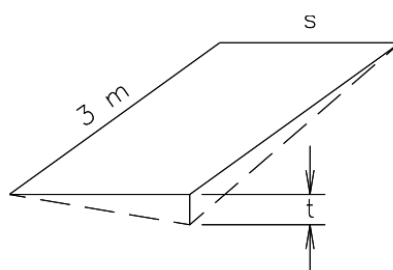
En jernbanebru er ekstra sensitiv for deformasjon, da det vil kunne ha store innvirkninger på sporgeometri. Dette vil kunne gi ubehag for passasjerer, men også fare for avsporing. Endret geometri kan også gi uforutsette vibrasjoner som i verste fall kan gi sammenfallende frekvenser for bru og last, og dermed gi resonans. Man skiller mellom hva som er forsvarlig fra et sikkerhetsmessig ståsted og hva som anses som tilstrekkelig passasjerkomfort [25]. Begge skal være oppfylt ved prosjektering av nye bruer, men det er også viktig å ha kontroll på at gamle bruer har verdier innenfor rimelighetens grenser. For stålbruer uten ballast er følgende kontroller aktuelle: dreining av dekket og vertikal nedbøyning.

#### 3.14.1 DREINING AV DEKKET - ET SIKKERHETSMESSIG HENSYN

Dreining av dekket skal ikke overstige kravene gitt av **Tabell 11** som er basert på verdier i [25]. **Figur 3-18** illustrerer begrensningen.

Tabell 11: Grenseverdier for dreining av dekket

Maks hastighet over brua	Maksimal dreining
$V < 120 \text{ km/h}$	$t < 4,5 \text{ mm} / 3 \text{ m}$
$120 \text{ km/h} < V < 220 \text{ km/h}$	$t < 3,0 \text{ mm} / 3 \text{ m}$
$V > 220 \text{ km/h}$	$t < 1,5 \text{ mm} / 3 \text{ m}$



Figur 3-18: Rotasjonsbegrensning [25]

Det antas at forskyvningene er såpass små at  $\cos\theta = \theta$ . En forskyvning  $t = 4,5 \text{ mm}$  over bredden  $s = 1435 \text{ mm}$  tilsvarer en rotasjon:

$$\theta_{max3} = \frac{t}{s} = \frac{4,5}{1435} = 0,0031 \text{ rad}$$



Dette er hva som er tillatt over 3 m lengde. Det vil si at tillatt rotasjon per lengdemeter er:

$$\theta_{max} = \frac{0,0031rad}{3} = 0,0010 \frac{rad}{m}$$

Den dimensjonerende dreiningen skal beregnes kun ut i fra LM71 med dynamisk tillegg. De karakteristiske eksentrisitetslastene er beregnet i 3.9 "Eksentrisitet av LM71".

En stav med lengde L som er fastholdt mot rotasjon i begge ender, har torsjonskonstant  $I_T$  og er utsatt for torsjonsmomentet T om midten av staven, vil få følgende rotasjon av tverrsnittet [33]:

$$\theta = \frac{T \left( \frac{L}{2} \right)}{I_T G}$$

### 3.14.1.1 TROLLDALEN VIADUKT

Rotasjonsmomentet på grunn av eksentrisitet av en LM71 aksellast er:

$$T_{eks} = 24 \text{ kNm}$$

Torsjonskonstanten er (beregningen presenteres i 4.8.2 Torsjonskapasitet):

$$I_T = 1,370 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

Hvis torsjonsmomentet virker midt i et dekke kan man tenke seg at torsjonsmomentet deler seg til to sider: T = 12 kNm på hver. Dette gir rotasjonen:

$$\theta_{\frac{L}{2}} = \frac{12 * 10^6 \text{ Nmm} \left( \frac{17500 \text{ mm}}{2} \right)}{1,370 * 10^{10} \text{ mm}^4 * 80000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,0001 \text{ rad}$$

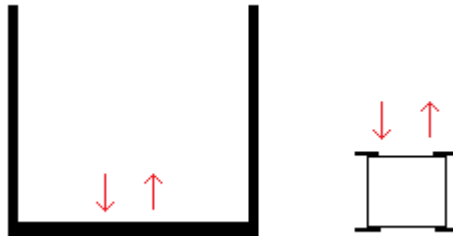
Per lengdemeter gir dette en rotasjon:

$$\theta_1 = \frac{0,0001 \text{ rad}}{17,5 \text{ m}} = 0,0000057 \text{ rad} \ll 0,001 \text{ rad} \rightarrow \text{OK}$$

**Rotasjonen på grunn av eksentrisitet av LM71 overskrider ikke grenseverdien**

### 3.14.1.2 BRU OVER EIDSELVA

Eidselva Bru har et åpent tverrsnitt. **Figur 3-19** viser størrelsesforholdet mellom Eidselva Bru og Trollaldalen Viadukt. Trollaldalen Viadukt har et mindre tverrsnitt, men er lukket. Det kan derfor ikke trekkes slutninger om Eidselva Bru sin motstand mot rotasjon selv om tverrsnittet er høyere og bredere.



Figur 3-19: Størrelsesforhold og eksentrisitet, skalert lik

Torsjonsbelastningen på Eidselva Bru er 21 kNm. Torsjonsmomentet fordeler seg på to sider, så  $T = 10,5$  kNm på hver side.

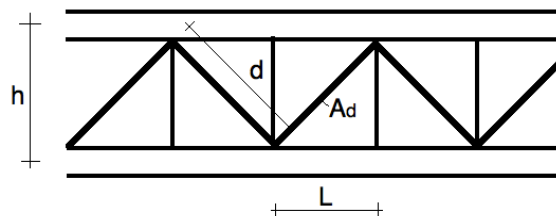
Omtrentlig torsjonskonstant av Eidselva Bru er (torsjonskonstant åpent tverrsnitt):

$$I_T = \sum \frac{1}{3} b_i * t_i^3$$

Tverrsnittet til Eidselva Bru er ulikt på hver eneste punkt, og for å kunne beregne torsjonskonstanten kan stavene ses på som en ekvivalent, heltrukken plate. Dette gjøres i samsvar med metoden forklart i Per Kristian Larsens bok "Dimensjonering av stålkonstruksjoner" [36]. En enhetslast settes på i hjørnet av tverrsnittet slik at det får en gitt forskyvning. Denne forskyvningen settes lik den forskyvningen en skive ville gitt, og man får så ut den hvilken skivetykkelse dette tilsvarer.

#### Fagverket

Fagverkets ekvivalente platetykkelse er avhengig av  $h$ ,  $d$ ,  $L$  og diagonalenes tverrsnittsareal  $A_d$ , jamfør **Figur 3-20**.



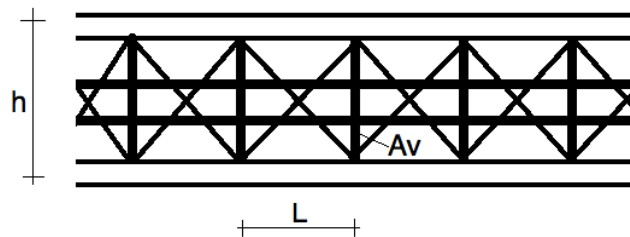
Figur 3-20: Fagverksvegg omgjøres til ekvivalent plate

Ekvivalent tykkelse fagverksvegg:

$$T_e = \left(\frac{E}{G}\right) * \frac{l * h}{\left(\frac{d^3}{A_d}\right)} = \left(\frac{210000}{80000}\right) * \frac{4500 * 4250}{\frac{6190^3}{13680}} = 2,90 \text{ mm}$$

### Dekket

Dekket er avhengig av h, d, L og tverrbærernes tverrsnittsareal,  $A_v$ , jamfør **Figur 3-21** . Eventuelt bidrag fra vindfagverk og langbærere neglisjeres.



Figur 3-21: Dekket omgjøres til ekvivalent plate

Ekvivalent tykkelse dekket:

$$T_e = \left(\frac{E}{G}\right) * \frac{l * h}{\left(\frac{h^3}{A_v}\right)} = \left(\frac{210000}{80000}\right) * \frac{4250 * 5000}{\frac{5000^3}{24744}} = 11,0 \text{ mm}$$

Torsjonskonstanten er:

$$I_T = \frac{1}{3} (4,5 \text{ m} * 0,0029^3 + 4,5 \text{ m} * 0,0029^3 + 5,0 \text{ m} * 0,011^3) = 2,29 * 10^6 \text{ mm}^4$$

Tilhørende rotasjon av tverrsnittet:

$$\theta = \frac{T \left(\frac{L}{2}\right)}{I_T G} = \frac{10,5 * 10^6 \text{ Nmm} * \frac{34\,000 \text{ mm}}{2}}{2,29 * 10^6 \text{ mm}^4 * 80\,000 \text{ N/mm}^2} = 0,82 \text{ rad}$$

Rotasjon per lengdemeter:

$$\theta = \frac{0,96 \text{ rad}}{17 \text{ m}} = 0,048 \text{ rad} > 0,001 \text{ rad} \rightarrow \text{IKKE OK}$$

Resultatet viser at rotasjonskravet ikke er overholdt, men derimot er 48 ganger overskredet. Dette anses ikke som sannsynlig, og en ny tilnærming forsøkes:

Hvis man tar utgangspunkt i at lang- og tverrbærere utgjør et lukket tverrsnitt og tar all torsjonsbelastning, blir resultatet som vist i følgende beregninger: Lang- og tverrbærerne kan tenkes å utgjøre et lukket tverrsnitt. Langbærerne har konstant tverrsnitt over hele

brulengden, og arealet til tverrbærerflensene kan også tenkes å fordele seg jevnt over hele brulengden.

Flensene til tverrbæreren har tverrsnittsareal:

$$A_{flens} = 7020\text{mm}^2$$

Arealet tenkes å fordele seg over hele lengden, og hver tverrbærerflens "smøres" da utover 4250 mm (senteravstanden mellom tverrbærerne). Den ekvivalente tykkelsen er da:

$$t_{ekvflens} = \frac{7020\text{mm}^2}{4250\text{mm}} = 1,65\text{mm}$$

Det lukkede tverrsnittet er da et rektangel med bredde 1800 mm (avstand mellom langbærere) og høyde 552 mm (steghøyde langbærere). Torsjonskonstanten til dette lukkede tverrsnittet er:

$$I_T = \frac{4a^2b^2}{2\left(\frac{a}{t_1}\right) + 2\left(\frac{b}{t_2}\right)} = \frac{4 * 552^2 * 1800^2}{2\left(\frac{552}{12}\right) + 2\left(\frac{1800}{1,65}\right)} = 1,74 * 10^9\text{mm}^4$$

Tilhørende rotasjon av tverrsnittet:

$$\theta = \frac{T\left(\frac{L}{2}\right)}{I_T G} = \frac{10,5 * 10^6\text{Nmm} * \frac{34\,000\text{mm}}{2}}{4,42 * 10^9\text{mm}^4 * 80\,000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}} = 0,00065\text{ rad}$$

Rotasjon per lengdemeter:

$$\theta_1 = \frac{0,00065\text{rad}}{17\text{m}} = 0,000038\text{rad} < 0,001\text{rad} \rightarrow \text{OK}$$

**Med antakelsen om at lang- og tverrbærerne tar all torsjonsbelastning, og således fungerer som et lukket tverrsnitt, er rotasjonskravet innfridd.**

### 3.14.2 VERTIKAL NEDBØYNING - PASSASJERKOMFORT

Den vertikale nedbøyningen av fritt opplagte spenn skal begrenses slik at senter av sporene ikke overskrider grensene gitt av Tabell 6 i [25] og gjengitt i **Tabell 12**. Lastmodell 71 med dynamisk tillegg skal benyttes som dimensjonerende verdi.

Tabell 12: Vertikal nedbøyningsbegrensning

L/d = spenn/nedbøyning	Antall etterfølgende spenn			
	< 2		< 3	
	L < 25 m	L > 30 m	L < 25 m	L > 30 m
V < 120 km/h	600	750	750	1000
120km/h < V < 220km/h	750	1000	1000	1700
V > 220 km/h	1000	1250	1250	1700

#### 3.14.2.1 NEDBØYING TROLLDALEN VIADUKT

- Grensen for nedbøyning er  $L/d = 750$ .
- Maks tillatte nedbøyning er  $L/750 = 17500/750 = 23 \text{ mm}$
- Spennet er  $L = 17500 \text{ mm}$ .
- Leser av verdi i SAP2000 at nedbøyning på grunn av LM71 er **16,3 mm**. Punktlastene (aksellastene) er plassert midt i spennet for maks nedbøyning.

**16,3 mm < 23 mm**  
Trolldalen Viadukt oppfyller kravet til vertikal nedbøyning

#### 3.14.2.2 NEDBØYING EIDSELVA BRU

- Grensen for nedbøyning er  $L/d=750$ .
- Spennet er  $L = 34\ 000 \text{ mm}$ .
- Maks tillatte nedbøyning er  $L/750 = 34\ 000/750 = 45 \text{ mm}$
- Leser av i SAP2000 at nedbøyning på grunn av LM71 er **26,3 mm**. Punktlastene (aksellastene) er plassert midt i spennet for maks nedbøyning.

**26,3 mm < 45 mm**  
Eidselva Bru oppfyller kravet til vertikal nedbøyning

## 3.15 MODELLERING I SAP2000

---

### 3.15.1 OM SAP2000

Trolldalen Viadukt og Bru over Eidselva er modellert i Finite Element-programmet SAP2000. FEM (Finite Element Modelling) deler konstruksjonen opp i et gitt antall elementer, hvor hver del har sin egen stivhets- og massematrise. En komplekst problem brytes ned til små, «enkle», deler og summeres deretter sammen og gir et relativt nøyaktig resultat på kort tid.

SAP2000 er et av flere engineering-programmer utviklet av det California-baserte selskapet Computers and Structures, Inc [37]. I utgangspunktet var dette et program som skulle håndtere strukturell respons i konstruksjoner som følge av jordskjelv, men det fungerer i dag som et generelt analyseprogram for alle typer konstruksjoner og belastninger. SAP2000 gir mulighet for både lineær og ikke-lineær analyse, samt dynamisk og statisk belastning og respons [38].

### 3.15.2 FORUTSETNINGER FOR MODELLERING

Geometribetraktninger er gjort ut i fra de opprinnelige tegningene av Trolldalen Viadukt og Eidselva Bru fra henholdsvis 1937 og 1949, samt fra fotografier tatt i nyere tid. Dette har vært detektivarbeid fra dag en, og det må tas forbehold om at manglende informasjon *kan* ha resultert i uriktige konklusjoner.

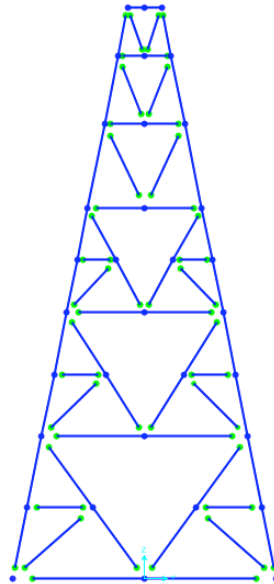
Der hvor imidlertid informasjon mangler er det antatt mål og egenskaper av konservativ art, men alltid innenfor rimelighetens grenser. Nedre og øvre grenseverdier fra Eurokoder, standardiserte profildimensjoner og veiledning fra fagpersoner har fungert som en generell pekepinn i tvilstilfeller. Det er generelt gjort en overordnet vurdering av hvordan bruene kan modelleres for å gi en hensiktsmessig og realistisk representasjon av virkeligheten. Det antas dermed at modellen i stor grad kan ses på som representativ for den virkelige brua.

Både for Eidselva Bru og Trolldalen Viadukt er alle profiler i virkeligheten sammensatt av nagler. I SAP2000 er ikke dette mulig å modellere, så de blir modellert med hele profiler. Profilene er noen steder forsterket med små plater og vinkler, men dette er praktisk talt umulig å modellere i SAP. Platene og vinklene er dessuten plassert nokså sporadisk, og utgjør en veldig liten del av den totale konstruksjonen. Det anses derfor som uproblematisk å neglisjere virkningen. Fra et dynamisk respons-perspektiv kan eventuelt et minimalt stivhetsbidrag antas å utlignes på grunn av det tilhørende minimale massebidraget.

SAP2000 har muligheten til å sammenligne belastningen med Eurocode 3, og det kan også spesifiseres at Nasjonalt Tillegg for Norge skal følges. For å innrette kontrollen etter gamle jernbanebruer, overstyres imidlertid lastfaktorene,  $\gamma_M$ , til de korrekte verdiene.

### 3.15.3 TROLLEDALEN VIADUKT

Brua består av 10 stk 17,5 lange platebærerspenn, og hvert spenn modelleres med fastlager i begge ender. Selve bruspennet modelleres ved hjelp av en funksjon kalt "section designer" slik at avstivning langs topp- og bunnflens plasseres på riktig sted. At brua ligger i en sving ivaretas ved å belaste brua med de sentrifugalkreftene som oppstår, men selve SAP-modellen er en rett bru. Avstivningen i pendelpilarene forsøkes å modelleres med så korrekte randbetingelser som mulig. **Figur 3-22** viser hvor det er momentfrie ledd (grønn) og hvor det er momentstivt (blå).

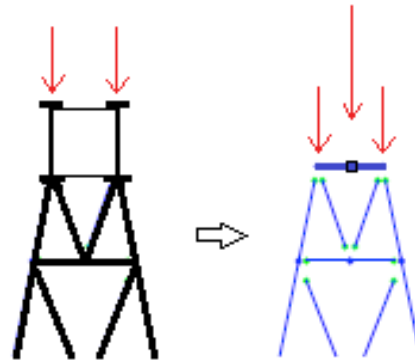


Figur 3-22: Randbetingelser pendelpilar

Det øverste, horisontale elementet er et uendelig stivt element som gjør at lastene som blir påsatt dekket flyttes rett ut som punktlaster i søylene. Dette antas å representere virkeligheten rimelig bra, da platebærerne er opplagt på hver sin søyle. **Figur 3-23** og **Figur 3-24** illustrerer poenget.



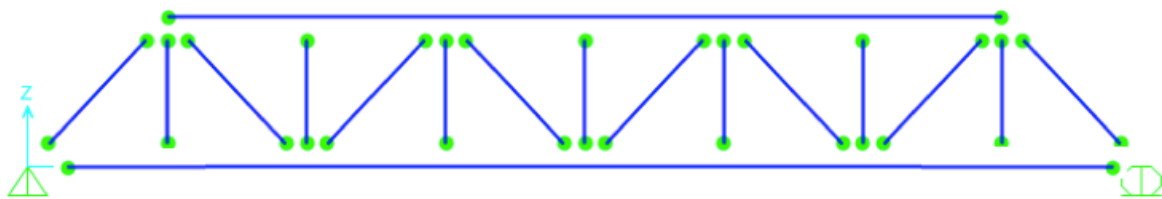
Figur 3-23: SAP2000-modellen sett ovenfra



Figur 3-24: Modelling av platebærer på pendelpilar

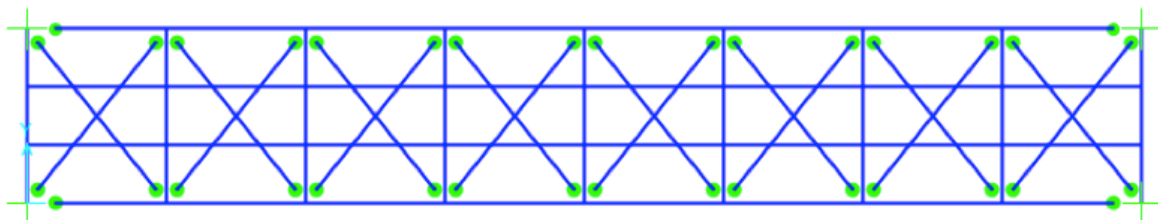
### 3.15.4 EIDSELVA BRU

Eidselva Bru er en fagverksbru med ett 34 m langt spenn. All vertikallast blir påført langbærerne. Stavene i fagverket modelleres med ledd i hver ende, se **Figur 3-25**.



Figur 3-25: Randbetingelser fagverk, sett fra siden

Langbærerne modelleres kontinuerlige hele brulengden, og tverrbærerne modelleres momentstivt til langbærerne og undergurten. Det er altså en momentstiv forbindelse mellom tverrbærer og vertikaler, dette er nødvendig for at fagverkene ikke skal kunne rotere fritt om x-aksen. Langbærere, tverrbærere og vindavstivning modelleres som vist på **Figur 3-26**.



Figur 3-26: Randbetingelser dekke, sett ovenfra



## 3.16 LASTPÅFØRING I SAP2000

Ideelt sett burde lastene blitt påført som bevegelige laster. I mangel på nødvendig programvare er det i stedet forsøkt å vurdere hvor lastene kan plasseres for å få mest mulig ugunstig resultat.

For Trolldalen Viadukt er aksellastene plassert på to ulike steder: først over den pilaren som har lavest knekklast, så midt i et av spennene nærmest den kritiske pendelpilaren. For Eidselva Bru er aksellastene plassert for å skape mest mulig ugunstig resultat for midtre tverrbærer, i tillegg til størst mulig globale bøyemoment. Aksellastene sentreres derfor rundt midtre tverrbærer, noe som oppfyller begge resultatene.

Lastkombinasjonene som kjøres i SAP2000 er i samsvar med forklaringen under Laster – Lastkombinasjoner. **Tabell 6** gir en oversikt over alle lastene som er påført i SAP2000, og de er dessuten tilpasset slik at laster og momenter kan påføres på hensiktsmessig måte i selve FEM-modellen. For Trolldalen Viadukt vil det for eksempel bety at eksentrisiteten av LM71 ivaretas som et moment om dekket.

### 3.16.1 LOOP

Hvert eneste konstruksjonselement er unikt i den forstand at det er ikke bare én lastkombinasjon som er "verst" for alle elementene. Dessuten vil det sannsynligvis for ett enkelt element være forskjellige lastkombinasjoner som gir henholdsvis verste moment, skjærkraft, aksialkraft og torsjon. Dette vil med andre ord si at hvis man skulle sjekket alle 554 elementer for alle 22 lastkombinasjoner, og igjen hvert eneste element for moment, skjær, aksial og torsjon, ville det blitt 48 732 antall kontroller:

$$N = 554 * 4 * 22 = 48\ 752$$

Alternativet er å opprette en ny lastkombinasjon som kjører alle 22 lastkombinasjonene samtidig i en loop hvor man får ut verste verdi for *hvert* segment i *hvert* element. I stedet for å definere at lastkombinasjonene skal adderes (linear add), så velger man funksjonen "envelope" som gjør at SAP2000 kjører alle lastkombinasjonene og presenterer så den verste spenningen/kraften/forflytningen for hvert enkelt segment.

Ulempen er man ikke får vite hvilken av de 22 lastkombinasjonene som den dimensjonerende verdien kommer fra. Dette framstår som en mangel når man for eksempel vil identifisere hovedårsaken til at *akkurat det staget* blir overbelastet. Det vurderes likevel å være flere fordeler enn ulemper med denne metoden, da den gir en oversiktlig og klar

beskjed om utnyttelsesgraden til brua. For eventuelle overskridelser i enkelte element kan man heller kjøre én og én last til man finner den antatte "synderen" eller "synderne".

## 4 KONSTRUKSJONSANALYSE OG KONTROLL AV TROLLEDALEN VIADUKT

Dette kapitlet tar for seg regelverk for stålkonstruksjoner, og sammenligner det med materialbruk, profildimensjoner og den generelle mekanikken i Trollaldalen Viadukt. Grunnlag for alle beregninger er Eurokode 3: Prosjektering av Stålkonstruksjoner, Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger [39]. For øvrig er Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet brukt for bestemmelse av effektive areal for konstruksjonsdeler i Klasse 4 [40].

### 4.1 PRESENTASJON

Trollaldalen Viadukt er en 175 m lang pendelpilarbru oppdelt i 10 like lange spenn. Brua ble prosjektert etter Lastmodell 1899 og sto ferdig i 1938. Spennene er bygd opp av to I-profiler forbundet med diagonaler og transversaler i topp- og bunnflens, - en såkalt platebærer.

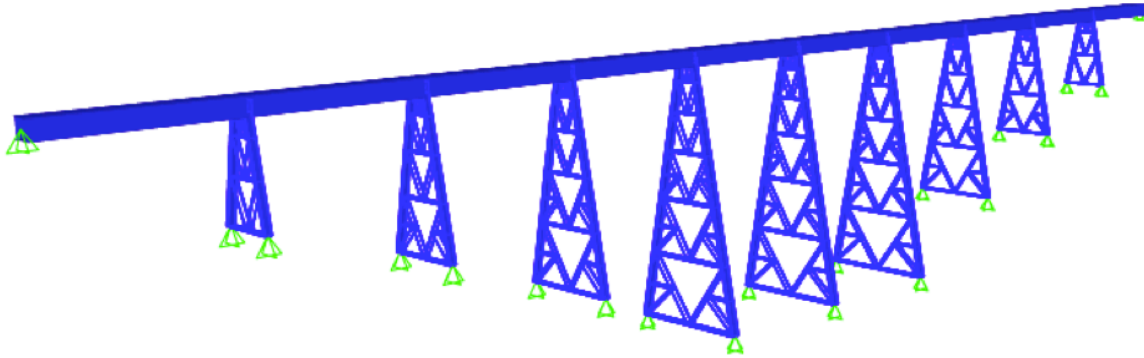
**Figur 4-1** viser en prinsipiell modell av et standard platebærerdekke for en jernbanebru.



Figur 4-1: Modell av platebærerdekke for en jernbanebru [41]

Brua har ingen ballast, så svillene er forbundet direkte til platebærerne med hakebolter. Hvert spenn er opplagt med fastlager på sine respektive pilarer, og fungerer som uavhengige, fritt opplagte bjelker. Alle pilarene har to fastlager i bunn, jamfør **Figur 4-2**.

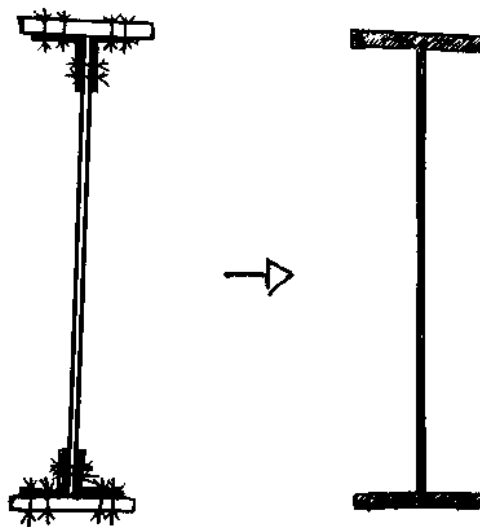
Alle laster blir påført spennet, enten om det er langsgående, vertikale eller tverrkrefter. Noen laster skaper torsjonsmoment om dekket, og dette blir også påført på dekket.



Figur 4-2: SAP2000-modell av Trolltalen Viadukt

#### 4.1.1 PLATEBÆRERE OG HORIZONTALAVSTIVNING

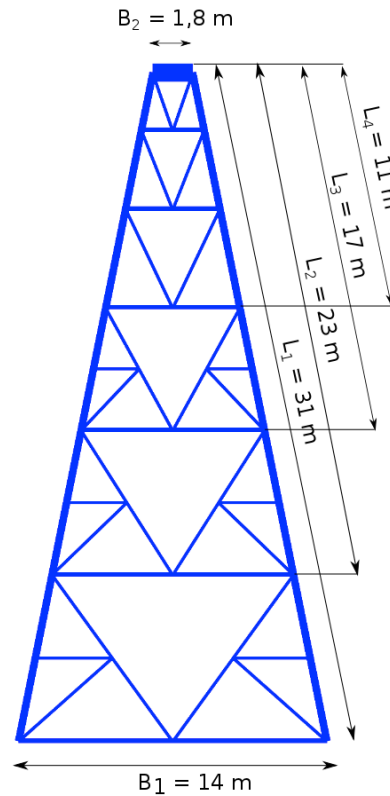
Som nevnt tidligere, er alle brukomponentene i utgangspunktet sammensatt av flere små profiler ved hjelp av bolter og vinkelplater. De er altså ikke sveist eller kaldformede slik som det er vanlig i dag. For håndberegninger og modellering i SAP2000 er det imidlertid valgt å bruke hele profiler. For eksempel for platebærerne vil det si at avstivningsplater neglisjeres. **Figur 4-3** viser en illustrasjon på dette.



Figur 4-3: Modellering av profiler

## 4.1.2 PENDELPILARER

Pendelpilarene har lik form men ulik høyde. **Figur 4-4** viser geometri og mål av de fire forskjellige pendelpilartypene. For ordens skyld vil hele pilarstrukturen med avstivning refereres til som "pendelpilaren" og de to stavene i pendelpilarene refereres til som "søylene". Søylene lengde er da altså mellom 11 m og 31 m.



Figur 4-4: Mål på pendelpilarene

### 4.1.2.1 DETEKTIVARBEID

Da all modellering og beregning er basert på de originale arbeidstegningene, har det tidvis vært vanskelig å forstå det eksisterende kildematerialet, men også å skaffe manglende informasjon. Gamle notasjonsmetoder og ikke minst utdaterte profiltyper har resultert i mye detektivarbeid og nitid leting i gamle arkiver. På arbeidstegningene var for eksempel de ytre søylene markert med DIP og DIMEL, og for øvrig var det lite mål. Disse profiltypene brukes ikke lenger, og det var dermed ikke bare å slå opp i en profiltabell og lese av. Søylene utgjør en stor del av konstruksjonen, så det ble det ansett som viktig å finne nøyaktige mål for å unngå at små feilantakelser skulle forplante seg til store avvik. Første ledetråd ble funnet i en wikipediaartikkel som refererte til en svensk bok fra 1923: «Konversationslexikon och Realencyklopedi» [42], se **Figur 4-5**.

**Differdingerbalk** (uppkallad efter fabriksorten Differdingen i storhertigdömet Luxemburg), *byggnk.*, järnbalk af I-sektion med extra breda flänsar, möjlig att framställa genom en speciell valsningemetod. Dylika balkar erbjuder bl. a. fördelen af en betydande bärförmåga vid relativt låg konstruktionshöjd och äro äfven mycket användbara som pelare. Fmn.

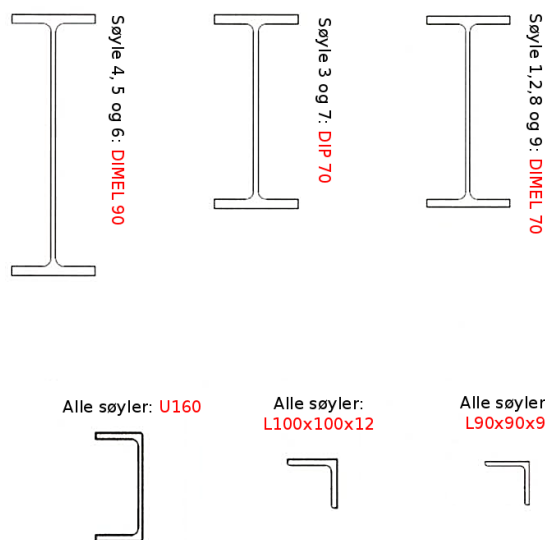
Figur 4-5: Beskrivelse av Differdingerbjelken

Dette ledet videre til det svenske Stålbyggnadsinstitutet som hadde scannet inn en samling bjelketabeller for eldre profiler, blant annet "Differdingerbjelken" [43]. Et utsnitt av egenskapene til de aktuelle typene er vist på **Figur 4-6**.

	DIMAX	900	300	21,0	40,0	254,36	324,02	8 358	1 230	278 383	13 790	27,36	7,10	1 099	118 410 000
70	DIMEL	688	297	15,0	28,0	209,89	267,38	6 358	825	218 728	12 252	28,00	6,77	581	13 340 000
	DIP	700	300	18,0	34,0	254,36	324,02	7 723	1 023	270 290	15 340	28,88	6,88	1 046	17 020 000
	DIMAX	712	300	21,0	40,0	254,36	324,02	7 723	1 229	270 290	15 340	28,88	6,88	1 046	17 020 000
75	DIMEL	738	297	15,0	28,0	215,78	274,88	6 948	825	256 394	12 254	30,54	6,67	588	15 440 000
	DIP	750	300	18,0	34,0	261,42	333,02	8 434	1 023	316 256	15 340	30,81	6,79	1 056	19 670 000
	DIMAX	782	303	21,0	40,0	307,60	391,88	9 941	1 229	378 759	18 615	31,07	6,90	1 729	24 300 000
80	DIMEL	792	298	16,0	30,0	237,21	302,18	8 083	890	320 104	13 271	32,54	6,63	732	19 260 000
	DIP	800	300	18,0	34,0	268,49	342,02	9 160	1 023	366 386	15 351	32,73	6,70	1 067	22 500 000
	DIMAX	812	303	21,0	40,0	315,86	402,38	10 794	1 229	438 242	18 618	32,98	6,80	1 747	27 700 000
85	DIMEL	842	298	17,0	32,0	259,61	330,72	9 288	951	391 019	14 166	34,38	6,54	896	23 200 000
	DIP	850	300	19,0	36,0	291,67	371,55	10 444	1 084	443 899	16 267	34,56	6,61	1 277	26 900 000
	DIMAX	858	302	21,0	40,0	323,97	412,71	11 613	1 222	498 179	18 445	34,72	6,70	1 767	30 900 000
90	DIMEL	892	298	17,0	32,0	266,23	339,22	10 001	951	446 066	14 168	36,26	6,46	904	26 200 000
	DIP	900	300	19,0	36,0	299,12	381,05	11 245	1 085	506 040	16 270	36,44	6,53	1 290	30 400 000
	DIMAX	908	302	21,0	40,0	332,22	423,21	12 501	1 222	567 556	18 440	36,62	6,60	1 774	34 800 000
	DIMEL	942	298	17,0	32,0	272,96	347,72	10 720	951	505 364	14 170	38,13	6,38	913	29 300 000
	DIMAX	958	302	21,0	40,0	340,46	433,71	13 408	1 222	642 220	18 453	38,48	6,52	1 794	38 900 000

Figur 4-6: Egenskaper DIP, DIMEX og DIMEL

Resultatet er vist i **Figur 4-7** som oppsummerer alle relevante profiltyper i pendelpilarene. Avstiverne hadde tilstrekkelige mål på tegningene, og ble identifisert som en U-profil og to L-profiler. Avstivningene er også avstivet, men denne sekundæravstivningen neglisjeres inntil videre.

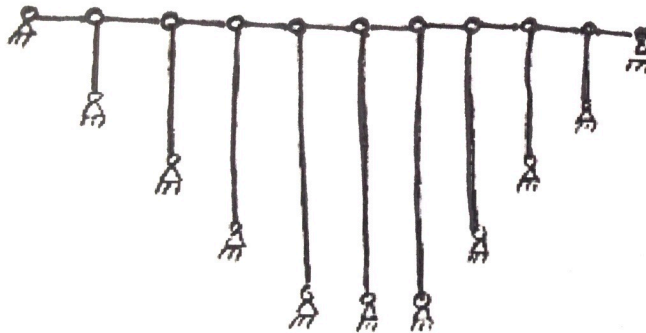


Figur 4-7: Differdingerbjelker brukt i Trolldalen Viadukt og mål på avstivningsprofiler

## 4.2 VURDERING AV MEKANIKKEN

### 4.2.1 GLOBALANALYSE

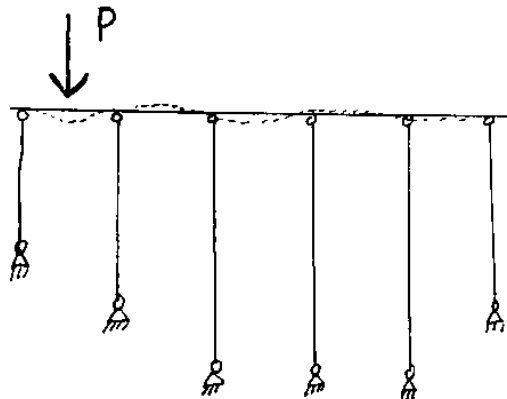
Den statiske modellen består av en konstruksjon med ti leddede spenn opplagt på pendelpilarer. At søylene er pendelpilarer innebærer at de er leddet i hver ende, og at de da ideelt sett ikke kan ta opp moment. Spennene blir da som ti fritt opplagte bjelker, og søylene fungerer som Eulerstaver med kneklengde lik systemlengden. Se Figur 4-8.



Figur 4-8: Statisk modell av pendelpilarbru

Det som umiddelbart oppfattes som gunstig med en slik konstruksjon er at den er statisk bestemt, og at det ikke kan oppstå tvangskrefter på grunn av for eksempel temperaturendringer. På den annen side vil det også si at hvis ett element ryker, så kapitulerer hele konstruksjonen. Dette gjør at konstruksjonen er sensitiv for lokale brudd, og brua kan dermed svikte brått og brutalt.

Jernbanebruer er sensitive for deformasjoner på grunn av fare for avsporing. Derfor kan man si at det faktisk at spennene *ikke* er kontinuerlige vil gi "unødvendig" store feltmoment og tilhørende nedbøyning. Samtidig vil spennenes uavhengighet i stor grad forhindre at last på ett spenn forflytter seg videre som vibrasjoner til neste spenn. **Figur 4-9** illustrerer hvordan vibrasjoner forplanter seg på et kontinuerlig dekke.



Figur 4-9: Responsforplantning hvis kontinuerlig dekke

## 4.3 DYNAMISK KONTROLL: EGENFREKVENSANALYSE

Denne delen vil ikke prøve å gi et endelig svar på bruas dynamiske tilstand, men prøve å analysere den informasjonen som finnes ved hjelp av SAP2000 og håndberegninger. Deretter vil resultatene sammenlignes med en eksisterende vibrasjonsanalyse gjennomført av Norconsult.

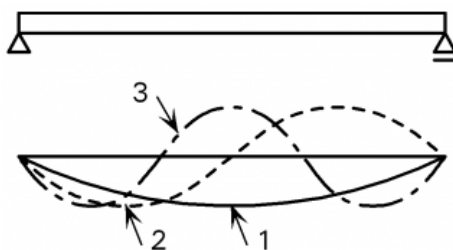
### 4.3.1 TIDLIGERE ANALYSER AV TROLLEDALEN VIADUKT

Norconsult gjennomførte i 2009 målinger og analyser for å teste responsen til pilarene under lastpåkjenning [44]. Egenfrekvenser ble funnet fra feltmålinger og FEM-analyser og deretter sammenlignet. Hensikten var å undersøke i hvor stor grad de induerte vibrasjonene gjorde brua utsatt for resonans og/eller utmatting. I tillegg til en fullstendig elementmodell ble det utført strekkklappmålinger for ulike hastigheter. Norconsult sine analyser og målinger antydte at brua ikke var utsatt for verken resonansfare eller utmatting.

For å både supplere til og sammenligne med Norconsults resultater, er det ønskelig å gjennomføre en egenfrekvensanalyse i SAP2000. Hvis SAP2000 matcher Norconsults FEM-analyse og feltmålinger, bygger dette opp under troverdigheten til alle tre analysene ved å indikere at resultatene stemmer med virkeligheten.

### 4.3.2 EGENFREKVENSEN TIL DEKKET

Egenfrekvensen til et fritt opplagt bjelke kan estimeres ved hjelp av en enkel håndberegning. Hvert spenn er som en fritt opplagt bjelke med svingeformer som vist på **Figur 4-10**.



Figur 4-10: Svingeform mode 1, 2 og 3

Hver mode har sin unike egenfrekvens gitt av formelen:

$$f_n = \frac{(n\pi)^2}{2\pi} \sqrt{\frac{EI}{mL^4}}$$



$n = 1$  gir svingform 1, og samme for  $n = 2, 3, 4$ , osv...

$$I_{\text{dekket}} = 4,54 * 10^{10} \text{ mm}^4 \text{ (se 0 "Bøyekapasitet")}$$

$$E = 210\,000 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2}$$

$$(EI)_{\text{dekket}} = 9,53 * 10^{15} \text{ Nmm}^2 = 9,53 * 10^9 \text{ Nm}^2$$

$$M_{\text{dekke}} = 13859 \text{ kg}$$

$$f_n = \frac{(n\pi)^2}{2\pi} \sqrt{\frac{EI_{\text{dekket}}}{\frac{M_{\text{dekket}}}{L} * L^4}} = \frac{(n\pi)^2}{2\pi} \sqrt{\frac{5,93 * 10^9 \text{ Nm}^2}{13859 \text{ kg} * (17,5 \text{ m})^3}} = \frac{(n\pi)^2}{2\pi} * 11,33$$

Eigenfrekvensen for svingform 1 er:

$$f_1 = \frac{\pi}{2} * 11,33 \text{ Hz} = 17,8 \text{ Hz}$$

Til sammenligning ble eigenfrekvensen til første svingform av dekket etter jernbaneverkets regelverk funnet til å være:

$$n_0 = 13,1 \text{ Hz}$$

Differansen kommer av at vekten av "øvrige permanente laster" ble inkludert når resultatet ble 13,1 Hz. Ellers er ligningene like. Eigenfrekvensen til dekket overgår uansett begrensningen av **Figur 3-10** som tilsier at det trygge intervallet er mellom 4,57 Hz og 10,0 Hz.

#### 4.3.2.1 LASTFREKVENNS

Hva overskridelsen i egenfrekvens betyr for brua er usikkert. For å prøve å relatere resultatet opp mot noe fysisk, undersøkes det hvilken hastighet toget må opp i for å nå eigenfrekvensen 14 Hz.

En fordelt last kan tenkes å gi dekket samme form som svingform 1. Nedbøyningen er null ved opplager og maks midt i feltet. Formen altså kan representeres med en sinusfunksjon:

$$x = \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi(vt)}{L}\right) = \sin(\omega_L t)$$

Sjekker hvor stor farta er når lastfrekvensen er lik egenfrekvensen:

$$\omega_L = \omega_1 = 2\pi f_1 = 2\pi * 17,8 \text{ Hz} = 112 \text{ Hz}$$

$$v = \frac{\omega_L L}{\pi} = \frac{112 \text{ Hz} * 17,5 \text{ m}}{\pi} = 663 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 2242 \frac{\text{km}}{\text{t}}$$

Ved hastigheter opp mot 2242 km/t er det mulig for et tog å nærme seg egenfrekvensen til første svingeform av dekket. Dette er umulig, og det antas at selve dekket er utenfor spesiell risiko for resonans.

### 4.3.3 VURDERING AV FORENKLET EGENFREKVENNS

De foregående resultatene er basert på antakelsen om at dekket er en fritt opplagt bjelke. For Trolldalen Viadukt innebærer dette at pendelpilarene ikke får noe å si for den estimerte egenfrekvensen, og det kan argumenteres for at resultatet ikke gir en trygg og realistisk pekepinn på om dynamisk kontroll er nødvendig eller ikke.

Bøyestivheten til dekket i forhold til bøyestivheten til den kraftigste søylen er for eksempel (2. arealmoment er hentet fra beregninger som blir presentert i 4.7.3 "Bøyekapasitet" og 4.9 "Pendelpilarene"):

$$(EI)_{\text{dekket}} = 4,50 * 10^{10} E = 4E$$

$$(EI)_{\text{søyle}} = 1,0 * 10^{10} E = 1E$$

Aksialstivheten er likeledes:

$$(EA)_{\text{dekket}} = (42\,688 * 2)E = 85376E$$

$$(EA)_{\text{søyle}} = (34772 * 2)E = 69544E$$

Bøyestivheten og aksialstivheten til dekket er henholdsvis 4,0 og 1,2 ganger større enn hos søylen. Når dekket i tillegg har en knekk lengde 17,5 m og søylen har en knekk lengde 31,5 m, ser man at søylen er mye mer utsatt for defleksjoner enn dekket. Eulerlasten til dekket er 13 ganger høyere enn Eulerlasten til pilaren:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{L_{cr}} = \left\{ \begin{array}{ll} \frac{\pi^2 * 4,5 * 10^{10} E}{17500^2} = 132\pi^2 E = 273\,585 \text{ kN} & \text{for dekket} \\ \frac{\pi^2 * 1,0 * 10^{10} E}{31500^2} = 10\pi^2 E = 20\,888 \text{ kN} & \text{for pilaren} \end{array} \right\}$$

**Foreløpig konklusjon:** Dekkenes høye stivhet i forhold til pilarene gjør det relevant å kontrollere pendelpilarene nærmere. For å kontrollere pendelpilarene benyttes SAP2000.

#### 4.3.4 EGENFREKVENSENSANALYSE I SAP2000

I SAP2000 kan man rimelig enkelt finne bruas formfunksjoner og tilhørende egenfrekvenser. Hvis man på forhånd har en idé om hvordan modalbevegelsen skal se ut, fungerer dette også som en indikator på om randbetingelser og knutepunkter er matet riktig inn i programmet. For eksempel vil en stav som ikke er forbundet til konstruksjonen i begge ender tydelig vise dette ved å flakse ukontrollert i rommet.

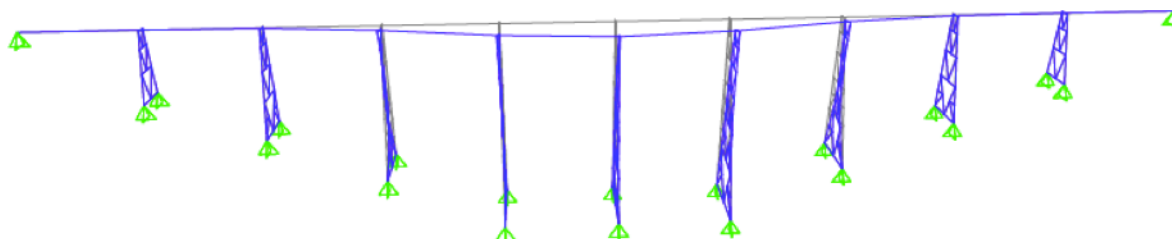
Resultatene fra egenfrekvensanalysen av Trolldalen Viadukt viste at det var vanskelig å få brukbare resultat av egenfrekvensen til de enkelte spennene. Søylene fikk imidlertid svingformer som samsvarte med forventede resultater.

Modalanalysen ble kjørt ved hjelp av en Eigenvektoranalyse. Dette gir den udempede responsen til brua ved fri vibrasjon. Valgte å få ut 50 moder, da dette med høy sannsynlighet ville oppdage alle relevante moder. Mange av modene er nesten like, med bare minimale forskjeller i form. Dette kan for eksempel være at én stav i den ene pendelpilaren har fått litt større forskyvning eller rotasjon. Disse marginale endringene antas derimot å være uviktig for den globale kontrollen.

#### 4.3.4.1 EGENFREKVENSEN TIL DEKKET

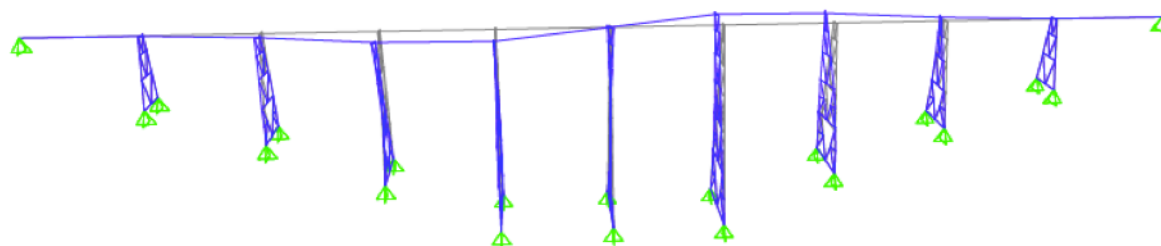
Hele brudekket får en bevegelse som kan minne om første, andre, tredje og fjerde svingeform hos en fritt opplagt bjelke, se **Figur 4-11** og **Figur 4-12**.

**Første svingeform:**  $f_1 = 5,3 \text{ Hz}$



Figur 4-11: Første svingeform av hele dekket

**Andre svingeform:**  $f_2 = 5,9 \text{ Hz}$




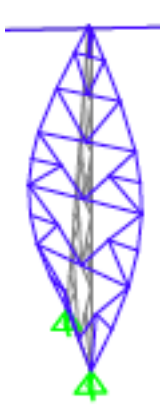

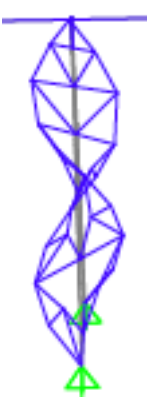
Figur 4-12: Andre svingeform av hele dekket

Denne bevegelsen er avhengig av at pendelpilarene trykkes sammen og strekkes, og er således avhengig av pendelpilarenes aksialstivhet.

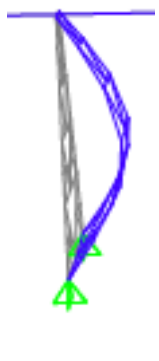
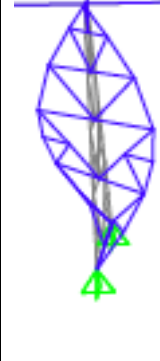
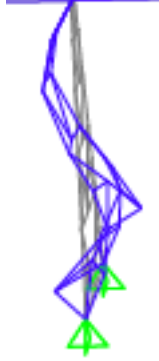
#### 4.3.4.2 EGENFREKVENNS PENDELPILARER

De antatt viktigste formfunksjonene med tilhørende frekvenser er vist i **Tabell 13**, **Tabell 14**, **Tabell 15** og **Tabell 16**. Frekvensene sammenlignes med resultatene fra Norconsults feltmålinger og analyse i FEM-programmet RM Bridge.

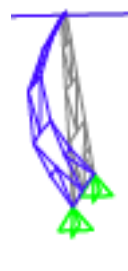
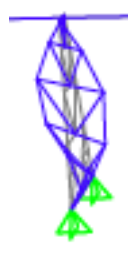
Tabell 13: Formfunksjoner og tilhørende egenfrekvenser pendelpilarer 4, 5 og 6

Pendelpilar 4, 5 og 6				
Mode	1	2	3	4
Form				
SAP2000	2,80	3,82	10,27	12,92
RM Bridge	2,5	3,8	9,4	12,3
Målinger	2,5	4,0	9,5	12,5
Differanse SAP og målinger	+10,7 %	-4,7 %	+7,5 %	+3,4 %

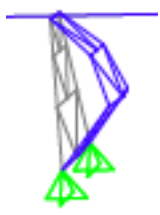
Tabell 14: Formfunksjoner og tilhørende egenfrekvenser pendelpilarer 3 og 7

Pendelpilar 3 og 7			
Mode	1	2	3
Form			
SAP2000	3,83	4,84	15,02
RM Bridge	3,4	5,2	13,1
Målinger	3,4	4,9	14,0
Differanse	+11,2 %	-1,2 %	+6,8 %

Tabell 15: Formfunksjoner og tilhørende egenfrekvenser pendelpilarer 2 og 8

Pendelpilar 2 og 8		
Mode	1	2
Form		
SAP2000	7,50	8,97
RM Bridge	6,2	8,3
Målinger	6,5	9,8
Differanse	+13,3 %	-9,3 %

Tabell 16: Formfunksjoner og tilhørende egenfrekvenser pendelpilarer 1 og 9

Pendelpilar 1 og 9	
Mode	1
Form	
SAP2000	17,00
RM Bridge	13,2
Målinger	15,0
Differanse	+11,8 %

Av framstillingen kan man se at frekvensen og stivheten i SAP2000-modellen høyere enn frekvensen og stivheten som Norconsult fant. Differansen i egenfrekvens varierer mellom ca 1-14 %. Ut i fra Norconsults rapport kommer det fram at det i stavene i pendelpilarene er lagt til 35 % ekstra masse for å ivareta sekundæravstivningen. Dette er ikke gjort i SAP2000, og *kan* derfor være noe av grunnen til at resultatene fra SAP2000 gir jevnt over høyere frekvens, jamfør følgende ligning, der K er stivhet og M er masse:

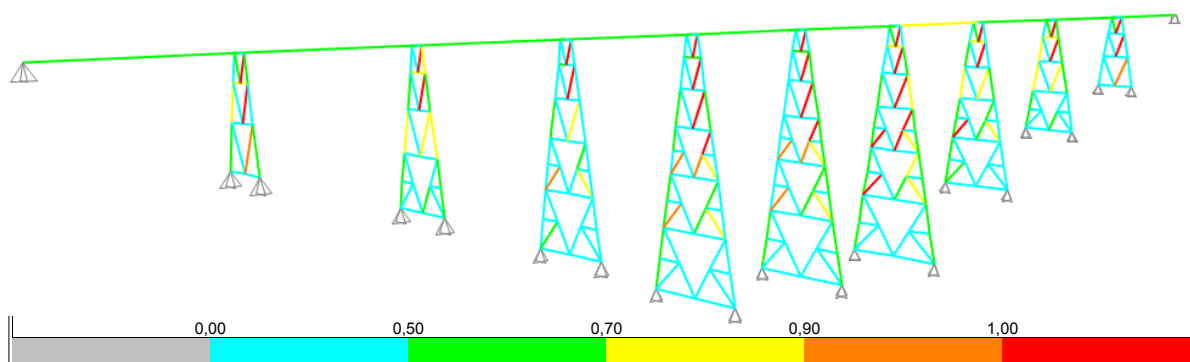
$$\omega = \sqrt{\frac{K}{M}}$$

Ser at rotasjonsformene (Mode 2 og 4) har mer sammenfallende resultat enn utbøyingsformene (Mode 1 og 3). Dette kan antyde at rotasjonsstivheten til søylene i SAP-modellen er mer virkelighetsnær enn det bøyestivheten til søylene i SAP-modellen er.

**Konklusjon:** Resultatene fra SAP2000 gir formfunksjoner som stemmer overens med hva man kan forvente av leddede søyler. Resultatene funnet i SAP2000 samsvarer også i mer eller mindre grad med de resultatene Norconsult fant i sine feltmålinger og analyser. Dette gir en viss tillit til at Trollalden Viadukt ikke er kritisk med tanke på vibrasjoner. Det må imidlertid tas med i vurderingen at feltmålingene også kan være uriktige, noe som understreker viktigheten av å ha flere uavhengige kontroller for å identifisere det faktiske tilfellet.

## 4.4 STATISK ANALYSE - RESULTATER FRA SAP2000

I SAP2000 belastes modellen med alle lastkombinasjoner, og **Figur 4-13** viser maks utnyttelse av hvert element.



Figur 4-13: Maks utnyttelsesgrad i hvert element i Trollaldalen Viadukt

Oversikt over den høyeste utnyttelsesgraden av de mest sentrale elementene er vist i **Tabell 17**.

Tabell 17: Utnyttelsesgrader

Element	Høyeste utnyttelse
Platebærer	78,3 %
I-Søyler	73,8 %
Diagonaler	116 %

Resultatene fra SAP2000 tilsier at diagonalene i pendelpilarene får sin kapasitet overskredet. Mer inngående kontroll av diagonalene vil derfor bli foretatt. For å både verifisere og komplettere resultatene fra SAP2000, er det også foretatt håndberegninger på en rekke flere sentrale aspekter av brua. Dette innebærer overslagsberegninger på kapasitet av søyler og spenn, men også kontroll av detaljer som SAP2000 ikke tar hensyn til.



## 4.5 ETTERKONTROLL AV DIAGONALSTAG

SAP gir beskjed om at alle de tilsynelatende overbelastede diagonalene ryker på grunn av aksialtrykk. Den mest belastede staven har følgende verdier:

- Største aksialbelastning: 975 kN
- Aksialkapasiteten til staven: 837 kN
- Differanse kapasitet - belastning: 139 kN
- Utnyttelsesgrad:  $U = \frac{975}{837} = 116 \%$

I tillegg til at aksialkapasiteten alene er overbelastet, gir SAP2000 beskjed om at en fullstendig beregning ikke er gjennomført og at staven er overbelastet på grunn av kombinasjon med biaksiale moment. Dette virker usannsynlig, og nærmere undersøkelse blir utført. Feilmeldingen kan forklares av følgende:

De minimale bøyemomentene på  $M_y = 0,039$  kNm og  $M_z = 1,757$  kNm gjør at SAP2000 automatisk ønsker å beregne kombinasjonen av bøyning og trykk. Dette innebærer å finne verdier for interaksjonsfaktorene  $k_{yy}$ ,  $k_{zz}$ ,  $k_{yz}$  og  $k_{zy}$ , som igjen avhenger av forholdet mellom trykklast og knekkapasitet [39]. Da trykklasten er større enn trykkapasiteten (til og med uten reduksjonssfaktor for knekking), stopper beregningene opp og SAP2000 konkluderer med at staven er overbelastet.

I utgangspunktet skal en stav som er utsatt for bøyning og aksiallast kontrolleres i henhold til interaksjonsformler. Men da momentene er såpass små, antas det at den inkrementelle effekten de har er uten praktisk betydning:

Momentbelastningen:

$$M_z = 1,757 \text{ kNm} \quad \text{og} \quad M_y = 0,039 \text{ kNm}$$

Sammenlignet med:

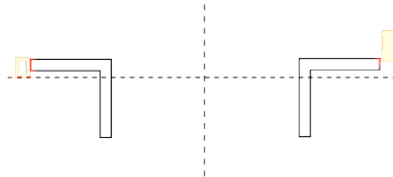
$$M_{Rdz} = 275 \text{ kNm} \quad \text{og} \quad M_{Rdy} = 11,7 \text{ kNm}$$

Belastningen er derfor en tilnærmet ren aksialbelastning. I tillegg til L-profilene, består stavene også av mellomliggende avstivning. Spørsmålet er så om effekten av denne

sekundæravstivningen i virkeligheten gir nok ekstra aksialkapasitet til å ta i mot aksiallasten. Differansen på 139 kN må i så fall tas opp av sekundæravstivningen.

**Figur 4-14** viser tverrsnittet som er modellert i SAP2000. Aksialkapasiteten er:

$$N_{Rd,SAP} = A * f_d = 837 \text{ kN}$$

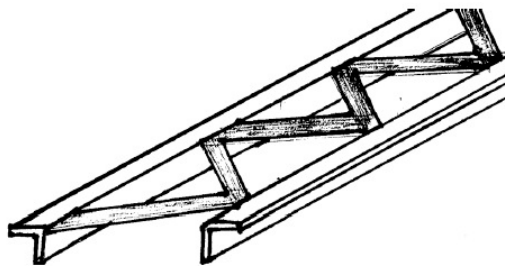


Figur 4-14: Diagonal som modellert i SAP2000

Sekundæravstivningen er av typen L50x50x7 og har dermed et tverrsnittsareal på:

$$A = 651 \text{ mm}^2$$

En tilnærmet løsning kan finnes ved å tenke på avstivningen som en ekvivalent plate med tilsvarende aksialstivhet [36]. Figur 4-15 illustrerer den virkelige avstivningen. Den tenkte platen er avhengig av geometrien og tverrsnittsarealet til avstivningen.



Figur 4-15: Illustrasjon av diagonalstag inkludert avstivning

$$T_e = \left(\frac{E}{G}\right) * \frac{l * h}{\left(\frac{d^3}{A_d}\right)} = \left(\frac{210000}{80000}\right) * \frac{200 * 200}{\frac{224^3}{651}} = 6,08 \text{ mm} = 6 \text{ mm}$$

Aksialkapasiteten til den ekvivalente platen er dermed:

$$N_{ekvsek} = (200\text{mm} * 6\text{mm}) * 196 \text{ MPa} = 235 \text{ kN}$$

Total aksialkapasitet:

$$N_{diagonal} = 837 \text{ kN} + 235 \text{ kN} = 1072 \text{ kN} > 975 \text{ kN} = N_{Ed}$$

Redigert utnyttelsesgrad:

$$U = \frac{975}{1072} = 0,91$$

**Konklusjon:** Inkludert effekten av sekundæravstivningen har diagonalen tilsynelatende nok kapasitet til å imot aksialbelastningen. Det skal imidlertid bemerkes at hvis diagonalene ikke er så fullstendige som arbeidstegningene viser, kan dette være grunnlag for usikkerhet. Siste hovedinspeksjon viser at brua har et rustproblem, og at sandblåsing skal gjennomføres i nærmeste fremtid. Dette *kan* innebære at diagonalene får redusert sitt tverrsnitt såpass mye at aksialkapasiteten ikke lenger er tilstrekkelig. Sett bort fra det kan det konkluderes:

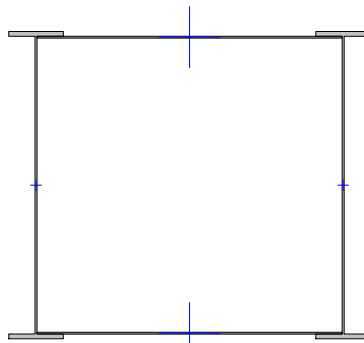
→ **Utnyttelsesgraden er 91 % - diagonalene har tilstrekkelig kapasitet**

## 4.6 SPENNENE

Dekket i brua er en platebærerkonstruksjon på ti spenn oppholdt av pendelpilarer. Hvert spenn er fritt opplagt med fastlager i begge ender og overfører derfor teoretisk sett null moment til andre spenn. Ved det ene landkaret er det glidelager, slik at brua er statisk bestemt.

Selv om SAP2000 tilsier at kapasiteten er OK for spennene, er det ønskelig å kontrollere disse resultatene ved hjelp av håndberegninger. Spennenes torsjonskapasitet og bøyekapasitet skal derfor kontrolleres.

**Figur 4-16** viser tverrsnittet av platebærerkonstruksjonen. **Figur 4-17** viser et bilde tatt fra undersiden av brua.



Figur 4-16: SAP-modell av platebærertverrsnitt



Figur 4-17: Platebærerdekket sett nedenfra

## 4.7 BØYING I VERTIKALRETNING

SAP2000-analysen gir at det mest belastede spennet er 78 % utnyttet på grunn av bøyemoment og aksiallast:

$$U_{SAP} = U_N + U_{My} + U_{Mx} = 0,015 + 0,719 + 0,049 = 0,783$$

Bøying i vertikalaksen står for 72 % av denne utnyttelsen, noe som kommer av den vertikale trafikklasten. I følgende avsnitt kontrolleres dette resultatet ved håndberegning.

### 4.7.1 VURDERING AV SPENNENES UAVHENGIGHET

Bruspennene er ideelt sett uavhengige, fritt opplagte bjelker med maks moment midt i felt:

$$M_{feltmax} = \frac{qL^2}{8}$$

For å ivareta muligheten for at det i praksis kan være noe fastholdelse, kontrolleres støttemomentet opp mot feltmomentet. Innspenningsmoment for en fast innspent bjelke:

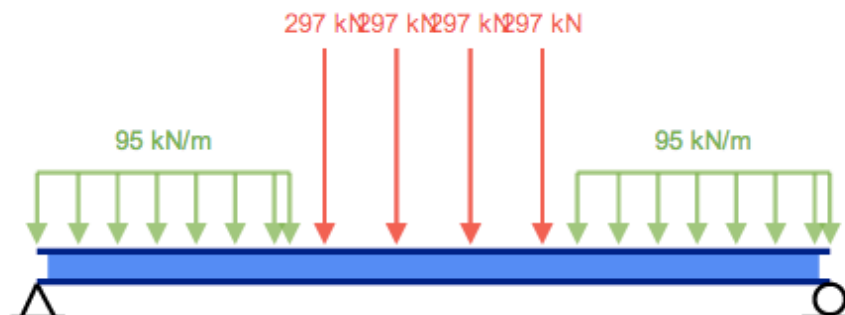
$$M_{inns} = \frac{qL^2}{12} = \frac{2}{3} * M_{feltmax}$$

For lik belastning vil støttemomentet være 2/3 av feltmomentet, så kapasiteten antas å være ivaretatt også ved opplager av bjelkene. Tverrsnittet er ved opplager dessuten avstivet med et vertikalt kryss, så det antas at bøyekapasiteten her er tilstrekkelig.

Skjærspenningen er imidlertid størst ved innspenningen, men da  $V_{Ed} < 0,5V_{Rd}$  (se avsnitt 2.8.3.1.2) blir det ingen interaksjon mellom M og V.

## 4.7.2 MOMENTBELASTNING FRA VERTIKAL TRAFIKKLAST

Et spenn får størst vertikalbelastning i det øyeblikket aksellastene passerer. Største feltmoment opptrer når aksellastene er plassert midt i spennet, se **Figur 4-18**:



Figur 4-18: Eidselva Bru som en fritt opplagt bjelke med vertikal trafikklast

$$M_{feltmax} = 5710 \text{ kNm}$$

$$M_{Ed} = \gamma_{M1} * M_{feltmaks} = 1,5 * 5710 \text{ kNm} = 8565 \text{ kNm}$$

**Dimensjonerende bøyemoment:**

$$M_{Ed} = 8565 \text{ kNm}$$

### 4.7.3 BØYEKAPASITET

Det antas beregningsmessig at de to platebærerne alene står for all bøyemotstand. Det inkrementelle bidraget som eventuelt kommer av horisontalavstivningen neglisjeres.

Tverrsnittsdelenes klassifiseres for å avgjøre om de er utsatt for knekking eller ei. Klassifiseringen foregår ved at man ser på forholdet mellom høyde og tykkelse for hver del, for så å måle disse opp mot etablerte grenseverdier. Se **Tabell 18**.

Tabell 18: Klassifisering av tverrsnittsdeler

Klasse	Grenseverdi steg		Grenseverdi flens	
Klasse 1	< 72ε	72	< 9ε	9
Klasse 2	< 83ε	83	< 10ε	10
Klasse 3	< 124ε	124	< 14ε	14
Klasse 4	> 124ε	124	> 14ε	14

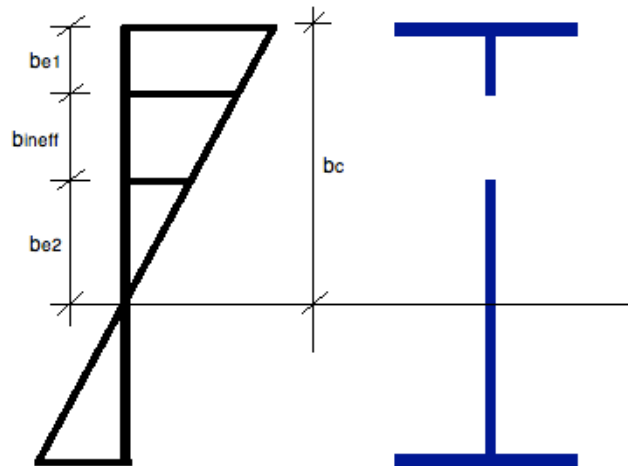
Tverrsnittsdel	bredde	høyde	h/b	Klasse
flensutstikk	28	154	6	<b>1</b>
steg	12	1 744	145	<b>4</b>

Som vist i **Tabell 18** er flensutstikket i Klasse 1, og tverrsnittet skal ikke reduseres. Steget er imidlertid i Klasse 4, noe som insinuerer at lokal knekking vil oppstå før materialet når flytespenningen. Dette innebærer at når flensen har nådd flytspenningen har man ikke lenger en lineær fordeling, men derimot en varierende spenningsfordeling. Steget er ikke lenger i stand til å motta like store krefter, og for å ivareta denne effekten tenker man seg at man "fjerner" en bit av steget slik at kapasiteten blir svekket. Det resterende tverrsnittet er en ekvivalent beregningsmodell til det faktiske, overkritiske, tverrsnittet [36].

Eurokode 3, Del 1-5 gir regler for hvordan man reduserer arealet til en tverrsnittsdel i Klasse 4 i henhold til plateteori [40]. Det effektive arealet av trykksonen i steget fås ved å redusere det opprinnelige arealet med en reduksjonsfaktor:

$$A_{eff} = \rho * A$$

For å finne reduksjonsfaktoren, må man først klargjøre hvilke randbetingelser tverrsnittsdelen har, og hvilken spenningsfordeling den blir belastet med. Steget er et "internal compression element" med lineær bøyespenning, og skal dermed reduseres i samsvar med **Figur 4-19**.



Figur 4-19: Spenningsfordeling og redusert tverrsnitt platebærer

$b_{eff}$  er den delen av trykksonen ( $b_c$ ) som er effektiv og finnes fra formelen:

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} = 0,4b_{eff} + 0,6b_{eff} = \rho * b_c = \rho * \frac{b}{1 - \psi}$$

Platebæreren er dobbeltsymmetrisk, så spenningene er for det fullstendige tverrsnittet omvendt like store:

$$\psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = -1 \rightarrow k_\sigma = 23,9$$

$$b_c = \frac{h_{steg}}{2} = \frac{1744mm}{2} = 872 mm$$

Den relative slankheten blir da:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{b}{t}}{28,4 * \varepsilon * \sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{1744}{12}}{28,4 * 1 * \sqrt{23,9}} = 1,047$$

Hvilken reduksjonsfaktorformel man skal bruke avhenger av om den relative slankheten er mindre eller større enn følgende verdi:

$$\bar{\lambda}_p < 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} = 0,673$$



Siden den relative slankheten er større, beregnes reduksjonsfaktoren ut i fra:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,85$$

Effektive deler av trykksiden av steget:

$$b_{eff} = 0,85 * 872mm = 741mm$$

$$b_{e1} = 0,4 * 741mm = 296mm \quad b_{e2} = 0,6 * 741mm = 445mm$$

Effektivt trykkareal:

$$A_{effsteg} = 741mm * 12mm = 8894 mm^2$$

Det ineffektive arealet og den ineffektive høyden av steget er dermed:

$$A_{ineff} = 872mm * 12mm - 8894mm^2 = 10464 mm^2 - 8894 mm^2 = 1570 mm^2$$

$$h_{ineff} = b_c - b_{eff} = 872mm - 741mm = 131mm$$

For hele tverrsnittet blir arealet redusert fra A til A<sub>eff</sub>

$$A_{eff} = A_{tot} - A_{ineff} = 42\,688 mm^2 - 1570 mm^2 = 41\,170 mm^2$$

Videre vil nå nøytralaksen flytte seg på grunn av arealreduksjonen på trykksiden.

Den nye nøytralaksen er:

$$y_{ny} = y_{ord} + \Delta y = \frac{h}{2} + \left( \left( \frac{b_c - b_{e1} + b_{e2}}{2} \right) * \left( \frac{A_{ineff}}{A_{eff}} \right) \right) = 900 + 18,8 = 919mm$$

Effektivt 2. arealmoment er det ordinære 2. arealmoment minus effekten av det ineffektive arealet, pluss effekten av den flyttede nøytralaksen. Andre arealmoment for én platebærer uten redusert tverrsnitt:

$$I = 2,293 * 10^{10} mm^4$$

Så det effektive andre arealmoment for én platebærer er:

$$I_{eff} = I - \left( (\Delta y)^2 * \frac{A_{tot}^2}{A_{ineff}^2} \right) - \left( \frac{t * h_{ineff}^3}{12} \right) + (A_{tot} * (\Delta y)^2) = 2,252 * 10^{10} mm^4$$

For to platebærere:

$$I_{eff2} = 4,50 * 10^{10} mm^4$$

Momentkapasiteten til platebærerne:

$$M_{Rd} = \frac{I_{eff2}}{y_{maks}} * f_d = \frac{4,50 * 10^{10} mm^4}{921 mm} * 196 MPa = 9538 kNm$$

Til sammenligning er momentkapasiteten uten redusert tverrsnitt 9913 kNm, noe som tilsier at den er redusert med 4 % som følge av det slanke steget.

**Momentkapasiteten til dekket er  $M_{Rd} = 9538$  kNm, noe som er større enn det dimensjonerende momentet fra LM71,  $M_{Ed} = 8565$  kNm.**

$$\text{Utnyttelsesgrad: } U = \frac{8565}{9538} = 0,90$$

**→ Bøyekapasiteten i vertikalretning er OK**

#### 4.7.3.1 KOMMENTAR TIL BØYEKAPASITETEN

Håndberegningene tilsier at det er 90 % utnyttelse av bøyekapasiteten i vertikalretning, mot 72 % utnyttelse i SAP. Det antas at årsaken til differansen kommer av to ting:

- 1) *Håndberegningene tilsier at steget i platebærerne er i Klasse 4, og det effektive 2. arealmoment er dermed redusert. SAP2000 sier at tverrsnittet er i Klasse 3, og dermed ingen reduksjon av stegareal.*

SAP utfører ingen tverrsnittsreduksjon. Dette gjør at hele steget er effektivt, og at andre arealmoment er:

$$I_{SAP} = 6,6 * 10^{10} mm^4$$

Mot 2. arealmoment funnet ved håndberegning:

$$I = 4,5 * 10^{10} mm^4$$

2) Håndberegningene har ikke tatt med bidraget fra de ekvivalente platene, men det har SAP.

Det vil i realiteten være en viss bøyemotstand i horisontalavstivningen som er festet i topp- og bunnflens på platebærerne. Men på grunn av de ekvivalente platenes ekstreme slankhet ( $A = 1mm \times 1800mm$  og  $A = 2mm \times 1800mm$ ), vil imidlertid det effektive tverrsnittet være betydelig redusert i forhold til det faktiske arealet:

Den tynneste plata har eksempelvis følgende relative slankhet:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{b}{t}}{28,4 * \varepsilon * \sqrt{k_\sigma}} = \frac{\frac{1800}{1}}{28,4 * 1 * \sqrt{4}} = 31,7$$

Tilhørende reduksjonsfaktor:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + 1)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,031 = 3,1 \% \text{ effektivt areal}$$

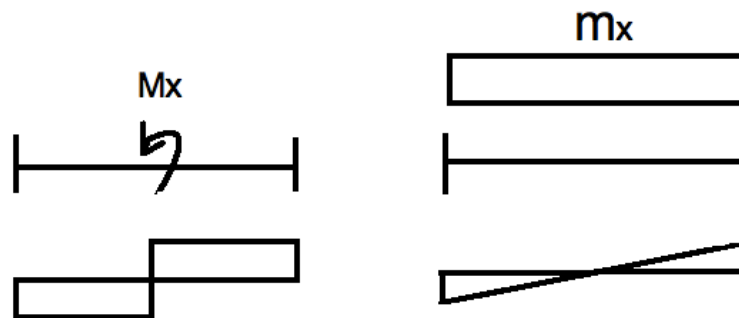
**Konklusjon:** Det faktiske momentbidraget fra avstivningen vil være svært lite, og kan regnes som neglisjerbart for bøyning i vertikalretning. SAP2000 har dermed overvurdert kapasiteten noe, men håndberegninger tilsier den fremdeles er innenfor kravet.

→ Bøyekapasiteten er tilstrekkelig

## 4.8 TORSJON AV DEKKET

### 4.8.1 TORSJONSBELASTNING

Det er fire laster som kan gi torsjon av dekket; vind, sentrifugalkraft, eksentrisitet av LM71 og slingrelast. Torsjonsbelastningen i et spenn fordeler seg til to sider som vist på **Figur 4-20** spenningsfordelingen er avhengig av om det punktlast eller fordelt last.



Figur 4-20: Spenningsfordeling,  $\tau_M$ , fra torsjonsmoment

Et torsjonsmoment om senter av bjelken vil forsøke å rotere tverrsnittet, og innspenningen vil forsøke å motstå denne rotasjonen. Største torsjonsspenning er altså i innspenningen. Det er null rotasjon ved innspenning og maks rotasjon midt på dekket. Vridningslengden av tverrsnittet er derfor halve spennlengden:

$$L_{rotasjon} = \frac{17,5 \text{ m}}{2} = 8,75 \text{ m}$$

#### Torsjonsbidrag fra sentrifugalkraft:

Fordelt torsjonsmoment over mest utsatte spenn: 64 kNm/m

$$T_{sentr} = \frac{64 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} * 8,75 \text{ m}}{2} = 280 \text{ kNm}$$

#### Torsjonsbidrag fra vind:

Fordelt torsjonsmoment over hele spennet: 26 kNm/m

$$T_{vind} = \frac{26 \frac{\text{kNm}}{\text{m}} * 8,75 \text{ m}}{2} = 114 \text{ kNm}$$

#### Torsjonsbidrag fra slingrelast:

Punktvridding midt i spennet: 140 kNm

$$T_{slingre} = \frac{140 \text{ kNm}}{2} = 70 \text{ kNm}$$

**Torsjonsbidrag fra eksentrisitet av LM71:**

Punktvridding midt i spennet : 23 kNm

$$T_{eks} = \frac{23 \text{ kNm}}{2} = 12 \text{ kNm}$$

**SUM alle torsjonsbidrag:**

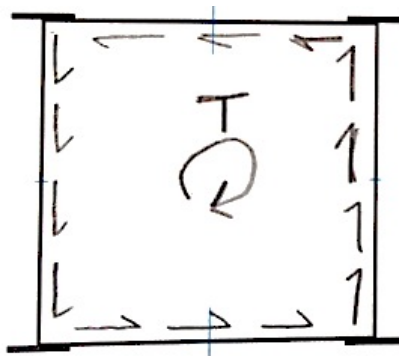
Ser at sentripetalkraften er den dominerende torsjonslasten, og at vind også gir et merkbart bidrag.

$$T_{tot,Ed} = 476 \text{ kNm} * 1,5 = 714 \text{ kNm}$$

## 4.8.2 TORSJONSKAPASITET

Da SAP2000 ikke kontrollerer torsjonskapasitet mot torsjonsbelastning, er det av spesiell viktighet å kontrollere dette ved hjelp av håndberegninger. Det vil si at man kan få ut torsjonsbelastningen for et enkelt element, men SAP2000 gir ikke beskjed om at torsjonskapasiteten er nådd/overskredet.

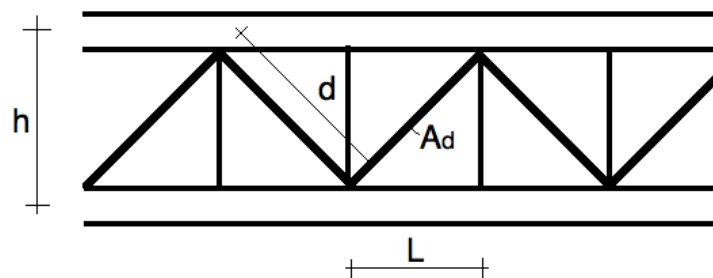
Platebærerne med avstivning i topp og bunn utgjør til sammen et lukket tverrsnitt. Dette gjør at skjærstrømmen sirkulerer i én retning gjennom hele tverrsnittet, og gjør at brua får en betraktelig større torsjonsstivhet enn hvis det hadde vært åpent. Se **Figur 4-21**.



Figur 4-21: Skjærstrøm i innspenningsnitt

Hvert spenn er i tillegg avstivet med et kryss i hver ende slik at brutverrsnittets form opprettholdes under belastning. For øvrig antas det at eventuell hvelvingstorsjon som oppstår på grunn av fastholdelse i lengderetning er så liten at det er hensiktsmessig å kun beregne med St. Venant`s torsjon.

For å kunne regne på denne torsjonsstivheten er det nødvendig å modellere stavene i avstivningene som en heltrukken skive [36]. **Figur 4-22** illustrerer poenget.



Figur 4-22: Tverravstiving som modelleres som plate

$$T_e = \left(\frac{E}{G}\right) * \frac{lh}{\left(\frac{d^3}{A_d}\right) + \left(\frac{2l^3}{3A_g}\right)}$$

$$A_g \gg A_d \quad \rightarrow \quad T_e = \left(\frac{E}{G}\right) * \frac{l * h}{\left(\frac{d^3}{A_d}\right)} = \left(\frac{210000}{80000}\right) * \left(\frac{2500 * 1800}{\frac{3081^3}{A_d}}\right)$$

Tverrsnittsarealet til henholdsvis øvre og nedre avstivning er:

$$A_{d,øvre} = 4800 \text{ mm}^2$$

$$A_{d, nedre} = 2400 \text{ mm}^2$$

De ekvivalente tykkelsene er da:

$$T_{e, \text{øvre}} = 1,94 \text{ mm} = 2,0 \text{ mm}$$

$$T_{e, nedre} = 0,97 \text{ mm} = 1,0 \text{ mm}$$

Når stivheten til avstivingen er representert med en ekvivalent, heltrukken skive kan torsjonskonstanten og torsjonskapasiteten til hele tverrsnittet finnes fra formelen for et lukket, tynnvegget tverrsnitt i Irgens Formelbok [33]. Flensenes eventuelle bidrag til torsjonsstivheten antas å være neglisjerbart da flensutstikkene blir et åpent tverrsnitt. Det "resterende" tverrsnittet er nå en 1800 mm x 1800 mm ramme med veggtykkelser  $t_1 = t_3 = 12 \text{ mm}$  for stegene og  $t_2 = 2 \text{ mm}$  og  $t_4 = 1 \text{ mm}$  for de ekvivalente skivene.

Torsjonskonstanten:

$$I_T = \frac{4a^2b^2}{\left(\frac{a}{t_1}\right) + \left(\frac{a}{t_3}\right) + \left(\frac{b}{t_2}\right) + \left(\frac{b}{t_4}\right)}$$

$$I_T = \frac{4 * 1778^2 * 1800^2}{\left(\frac{1744}{12}\right) + \left(\frac{1744}{12}\right) + \left(\frac{1800}{2}\right) + \left(\frac{1800}{1}\right)} = 1,370 * 10^{10} \text{ mm}^4$$

Den karakteristiske torsjonskapasiteten avhenger av den tynneste tverrsnittsdelen, og er da den tenkte platetykkelsen  $t_4 = t_{\min} = 1 \text{ mm}$ :

$$M_X = \tau_y * 2 * a * b * t_{\min} = \left(\frac{235}{\sqrt{3}}\right) * 2 * 1778 * 1800 * 1 = 868 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende torsjonskapasitet:

$$M_{Xd} = \frac{868 \text{ kNm}}{1,2} = 723 \text{ kNm}$$

**Torsjonskapasiteten til dekket er  $M_{x,Rd} = 723 \text{ kNm}$ , noe som er bare så vidt større enn dimensjonerende torsjonsbelastning, som er  $M_{x,Ed} = 714 \text{ kNm}$ .**

$$\text{Utnyttelsesgraden er } U = \frac{714}{723} = 0,987 \approx 1,0$$

**→ Torsjonskapasiteten er tilsynelatende akkurat OK, men ligger såpass nære grensen at det er grunn til å være oppmerksom i forhold til kombinasjon med skjærkraft.**

**Merknad:** Bruksgrensekravet til rotasjon av dekket er 0,0010 rad/m. Selv om det i følge regelverket kun skal baseres på LM71, testes det likevel hva resultatet blir med alle torsjonsbidrag. Total rotasjon:

$$\theta = \frac{TL}{GI_T} = \frac{723 * 10^3 \text{ Nm} * 8,75 \text{ m}}{0,08 \frac{\text{N}}{\text{m}^2} * 0,0137 \text{ m}^4} = 0,0058 \text{ rad}$$

Rotasjon per lengdemeter:

$$\theta_0 = \frac{\theta}{L} = \frac{0,0058 \text{ rad}}{8,75 \text{ m}} = 0,00066 \frac{\text{rad}}{\text{m}} < 0,001 \frac{\text{rad}}{\text{m}} \rightarrow \text{OK}$$

**→ Rotasjon av dekket er ikke et problem**

## 4.8.3 KOMBINERT TORSJON OG SKJÆRKRAFT

### 4.8.3.1 DIMENSJONERENDE SKJÆRKRAFT

Største torsjonsbelastning og største skjærbelastning er begge ved innspenningssnittet. Det oppstår skjærbelastning i to akser; fra vertikallast og horisontallast. På grunn av torsjonsbelastningens høye utnyttelsesgrad anses det som særlig relevant å kontrollere kombinasjonen av torsjon og skjær.



#### 4.8.3.1.1 SKJÆRKRAFTBIDRAG FRA HORISONTALLAST:

Bidragstyper:

$$\text{Vindlast } q_w = 12,2 \frac{kN}{m}$$

$$\text{Sentrifugalkraft } q_{tk} = 20 \text{ kN/m}$$

$$\text{Slingrekraft } q_{sl} = 100 \text{ kN}$$

Skjærkraft ved innspenning:

$$V_y = \frac{12,2 \frac{kN}{m} * 17,5 \text{ m} + 20 \frac{kN}{m} * 17,5 \text{ m} + 100 \text{ kN}}{2} = 664 \text{ kN}$$

Sjekker om platebærerflensene teoretisk sett kan ta all horisontal skjærkraft. Bidraget fra flensene er neglisjert i beregningen av torsjonskapasitet, så hvis flensene har kapasitet nok, så er ikke spenningskombinasjon i henhold til Mises aktuelt.

$$A_{Vy} = 4 * A_{flens} = 27\,575 \text{ mm}^2$$

Dimensjonerende skjærkapasitet:

$$V_{Rd} = \frac{f_d}{\sqrt{3}} * 27\,525 \text{ mm}^2 = 3112 \text{ kN} > 664 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

**Det antas at den horisontale skjærkraften kan tas opp av platebærerflenser, og vil dermed ikke interagere med torsjonskapasiteten.**

**→ Kombinasjon ikke nødvendig**

#### 4.8.3.1.2 MAKS SKJÆRKRAFT PÅ GRUNN AV VERTIKALLASTEN LM71:

$$V_{Ek} = (2Q + 5,55q) = (2 * 298kN) + (5,55m * 95 kN/m) = 1123 kN$$

$$V_{Ed} = 1,5 * 1123 kN = 1685 kN$$

Antar at skjærarealet er det totale høyden av platebærerene gange stegtykkelsen:

$$A_V = 2 * (1\ 868\ mm * 12\ mm) = 44\ 832\ mm^2$$

Dimensjonerende skjærkapasitet i z-retning:

$$V_{z,Rd} = \frac{f_d}{\sqrt{3}} * A_V = 113\ MPa * 44\ 832\ mm^2 = 5066\ kN$$

Utnyttelsesgrad:

$$U = \frac{1681}{5066} = 0,33$$

Sagt med andre ord så "bruker" den vertikale skjærkraften opp 33% av kapasiteten til steget. Den totale utnyttelsesgraden fra torsjon og vertikal skjær:

$$U_{totV+T} = 0,99 + 0,33 = 1,32$$

#### **Foreløpig konklusjon:**

Den høye utnyttelsesgraden av torsjonsbelastningen er et problem. Sentrifugalkraften er den viktigste bidragsyteren til rotasjon av dekket. Hvis man studerer beregningene fra avsnitt 3.7 "Dynamiske Effekter", ser man at sentrifugalkraften er beregnet ut i fra en hastighet på 120 km/t. Den virkelige maksfarten er 80 km/t, og for å få en mer realistisk størrelse på sentrifugalkraften, gjennomføres en ny beregning basert på den reduserte hastigheten.

#### 4.8.3.2 REDUSERT SENTRIFUGALKRAFT

I realiteten er farta maks 80 km/t, og tilhørende maks sentrifugalkraft er da:

$$Q_{tk} = \frac{80^2}{127 * 600} * (1 * Q_{vk}) = 0,084 * Q_{vk}$$

Sentrifugalkrafta blir altså 8,4 % av vertikallasta når farta er 80 km/t, mot 19 % når farta er 120 km/t. Momentet som kommer av den "nye" sentrifugalkrafta er da:

$$m_{tkNY} = \frac{8,4}{19} * m_{tk} = \frac{8,4}{19} * 64 \frac{kNm}{m} = 28 \frac{kNm}{m}$$

Den tilhørende torsjonsbelastningen ved innspenningen er:

$$T_{tkNY} = \frac{\left(28 \frac{kNm}{m} * 8,75m\right)}{2} = 123 kNm$$

Reduksjon av sentrifugalkraft:

$$dT = T_{tk} - T_{tkNY} = 280 kNm - 123 kNm = 157 kNm$$

Trekker fra reduksjonen i sentrifugalkraft fra den opprinnelige torsjonsbelastningen, og får nytt samlet karakteristisk torsjonsmoment:

$$T_{totNY} = 476 kNm - 157 kNm = 319 kNm$$

Dimensjonerende torsjonsmoment:

$$T_{Ed} = 319 kNm * 1,5 = 479 kNm$$

NY utnyttelsesgrad:

$$U_{T,NY} = \frac{479kNm}{723kNm} = 0,66$$

Hvis man nå kombinerer effekten av torsjon og skjær ved innspenningen får man:

$$U_{totNY} = U_{TNY} + U_{Vy} = 0,66 + 0,33 = 0,99 \approx 1,0$$

**Reduksjon av sentrifugalkraften er i følge beregningene *akkurat* nok til at kapasiteten er tilstrekkelig. Det anses likevel å være OK siden ingen av lastene er redusert i henhold til lastkombineringsfaktorene. Lastberegningene antas derfor å være av konservativ art.**

**→ Dekket er OK med hensyn på torsjon og skjær.**

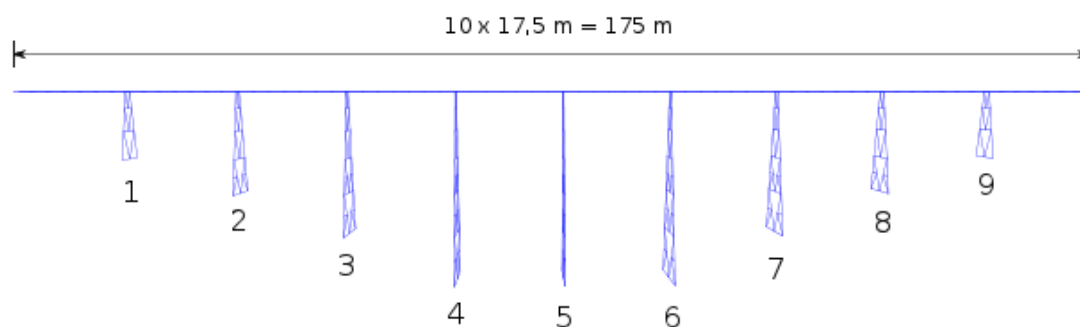
## 4.9 PENDELPILARENE - GLOBAL KNEKKING

Brua framstår som en slank konstruksjon, og det anses som viktig å undersøke aksialkapasiteten til pendelpilarene. Særlig muligheten for knekking kan være med og redusere kapasiteten.

Fra hovedinspeksjonen i 2009 ble det klart at brua er utsatt for omfattende korrosjon [44]. Pilarene er særlig utsatt da tett vegetasjon vokser inn i mellom avstivningen og gjør at stålet holder seg fuktig. Resultatene fra knekkingsanalysen bør derfor ses i sammenheng med mulig tverrsnittsreduksjon.

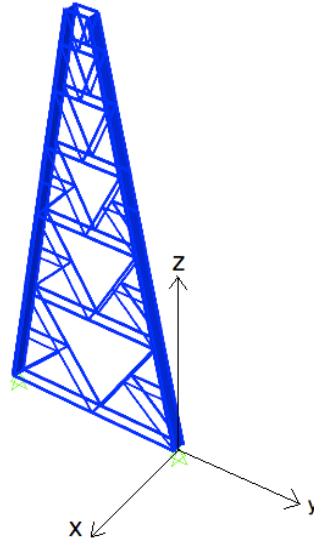
### 4.9.1 GEOMETRI

Pilarene er like i form, men med ulik høyde og delvis forskjellige profildimensjoner. De høyeste pilarene har også de kraftigste dimensjonene, slik at det er ikke gitt hvilken pilar som er mest kritisk med tanke på knekking. Dessuten er det rimelig å anta at alle pilarene kan bli utsatt for den samme aksiallasten. **Figur 4-23** viser modellen av brua sett fra siden med nummerering på pendelpilarene.



Figur 4-23: Nummerering av pendelpilarer

Pilarene består av to skråstilte I-profiler med mellomliggende avstiving av L-profil. Det antas at den eneste knekkemuligheten er om y-aksen, da avstivingen gjør det omtrent umulig for pilaren å knekke om x-aksen, se **Figur 4-24**. Det antas at avstivingen bidrar såpass lite til bøyestivheten om y-aksen i forhold til I-bjelkene, at man forenklet kan neglisjere avstivningen fullstendig. De gjenstående to I-bjelkene kan nå ses på som to standardiserte Eulerstaver med ren aksiallast.



Figur 4-24: Én pendelpilar med aksesystem

## 4.9.2 KLASSIFISERING

Som vist i introkapitlet til Trolldalen Viadukt, er det brukt tre forskjellige profildimensjoner; DIMEL 70 i søyle 1,2, 8 og 9, DIP70 i søyle 3 og 7, og DIMEL95 i søyle 4,5 og 6. Siden søylene 1,2, 8 og 9 har samme profiler, men forskjellig høyde, undersøkes bare de to lengste (2 og 8).

Klassifiseringsgrenser er gitt i **Tabell 19** og klassifisering av alle tverrsnittsdeler er vist i **Tabell 20**.

Tabell 19: Klassifiseringsgrenser

Grenseverdi	Klasse 1	Klasse 2	Klasse 3	Klasse 4
Steg	< 33€	< 38€	< 42€	> 42€
	33	38	42	42
Flensutstikk	< 9€	< 10€	< 14€	> 14€
	9	10	14	14

Tabell 20: Klassifisering av søyler i pendelpilarene

Søyle nr.	Tverrsnittsdel	Høyde, c	Tykkelse, t	c/t	Klasse
1,2,8,9	Steg	632	15	42	3
1,2,8,9	Flensutstikk	141	28	5	1
3,7	Steg	632	18	35	2
3,7	Flensutstikk	141	34	4	1
<b>4,5,6</b>	<b>Steg</b>	<b>878</b>	<b>17</b>	<b>52</b>	<b>4</b>
4,5,6	Flensutstikk	141	32	4	1

Hver tverrsnittsdel klassifiseres, og resultatet viser at steget i søylene 4, 5 og 6 er av Klasse 4. Stegarealet reduseres da i henhold til plateteori. Resten er Klasse 3 eller lavere.

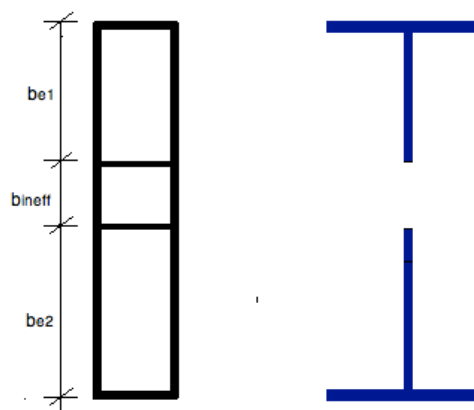
### 4.9.3 LOKAL KNEKKING AV STEG I KLASSE 4

#### Plateteori i henhold til EC3-1-5 [40]:

Hvis en tverrsnittsdel havner i Klasse 4, er det mulig at kapasiteten må reduseres som følge av muligheten for lokal knekking. For å ivareta denne reduksjonen innføres en reduksjonsfaktor som sier noe om hvor mye av tverrsnittsarealet som er effektivt:

$$A_{eff} = \rho * A$$

Størrelsen på reduksjonsfaktoren er avhengig av geometri, randbetingelser og spenningsfordeling. Steget blir påkjent av rent trykk og er et såkalt «internal compression element». **Figur 4-25** viser det effektive arealet  $b_{e1}$  og  $b_{e2}$ .



Figur 4-25: Spenningsfordeling og tverrsnittsreduksjon av søyle i pilar 4,5 og 6

Aksialspenningen er konstant over stegtværsnittet, og man får:

$$\psi = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = 1 \rightarrow k_\sigma = 4,0$$

Den relative slankheten blir da:

$$\bar{\lambda}_p = \frac{\frac{b}{t}}{28,4 * \varepsilon * \sqrt{k_\sigma}} = 0,91$$

Hvilken reduksjonsfaktorformel man skal bruke avhenger av om den relative slankheten er mindre eller større enn følgende verdi:

$$\bar{\lambda}_p < 0,5 + \sqrt{0,085 - 0,055\psi} = 0,673$$

Siden den relative slankheten er større, beregnes reduksjonsfaktoren ut i fra:

$$\rho = \frac{\bar{\lambda}_p - 0,055(3 + \psi)}{\bar{\lambda}_p^2} = 0,83$$

$$A_{eff} = \rho * A = 0,83 * 34\,772 \text{ mm}^2 = 31\,512 \text{ mm}^2$$

→ 83 % av stegarealet er effektivt, noe som reduserer den totale trykkapasiteten til hele tverrsnittet ned til 90 %.

#### 4.9.4 KNEKKAPASITET

Dimensjonerende knekkapasitet for en stav er:

$$N_{bRd} = \chi * A * f_d \quad \text{for Klasse 1,2 og 3}$$

$$N_{bRd} = \chi * A_{eff} * f_d \quad \text{for Klasse 4}$$

$\chi$  er en reduksjonsfaktor som er avhengig av den relative slankheten til søylen samt en imperfeksjonsfaktor for tilhørende knekkurve. Den relative slankheten er:

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{cr}}} \quad \text{for Klasse 1, 2 og 3}$$

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{A_{eff} * f_y}{N_{cr}}} \quad \text{for Klasse 4}$$

$N_{cr}$  er gitt av formelen:

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

Henter knekkurve fra tabell i Eurokoden, og leser av den tilhørende imperfeksjonsfaktoren

$$\text{Knekkurve } b \rightarrow \alpha = 0,34$$

Reduksjonsfaktoren er:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Hvor:

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2)$$

Søylene ender opp med følgende resultater, hvor de korteste søylene viser seg å ha lavest aksialkapasitet. Resultatene er oppsummert i **Tabell 21**.

Tabell 21: Oppsummering knekkklaster

Søyle #	L=L <sub>cr</sub> [m]	Eff. Areal [mm <sup>2</sup> ]	Klasse	Rel. slankhet	N <sub>cr</sub> [kN]	Reduksjonsfaktor	N <sub>b,Rd</sub> [kN]
2 og 8	16,7	26 738	3	0,623	16 208	0,88	<b>4 614</b>
3 og 7	23,5	32 402	2	0,865	10 183	0,76	<b>4 802</b>
4,5 og 6	31,2	31 516	4	0,830	10 756	0,78	<b>4 803</b>

Søyle 2 og 8 har lavest aksialkapasitet. Største aksiallast oppstår i det aksellastene passerer en pilar. Fra SAP2000 hentes den største aksialbelastningen ut som 3095 kN.

Utnyttelsesgraden er:

$$U = \frac{3095 \text{ kN}}{4614 \text{ kN}} = 0,67$$

Som nevnt i starten av avsnittet bør resultatet av denne knekkingsanalysen vurderes opp mot korrosjonsskadene på brua. Siden pilarene har god margin i forhold til aksiallast, anses brua å være utenfor risiko for knekking.

→ Søylene er OK med tanke på knekkapasitet



## 4.10 RESTKAPASITET OG FRAMTIDSUTSIKTER

---

Den generelle tendensen for alle banene i Norge er at man vil frakte mer mennesker og gods, og det hurtigere. Det er derfor av interesse å undersøke hvilke grenseverdier Trollaldalen Viadukt har i form av maks aksellast og maks hastighet.

### 4.10.1 MAKS AKSELLAST

Som navnet tilsier har Lastmodell 71 vært gjeldende siden 1970-tallet, og det er ikke umulig at denne snart kan betraktes som utdatert hvis man ser på hvilken vei utviklingen går. Historisk sett har laststandarden blitt oppdatert før det har gått 30 år. For å undersøke i hvor stor grad banene i Norge er "forberedt" på økte laster og hastigheter, er det viktig å danne en oversikt over hvor langt de eksisterende bruene kan strekke seg før kapasiteten er nådd.

Det er aksialkapasitet i pendelpilarene og bøyekapasitet i dekkene som hovedsakelig setter begrensningen på hvor stor de vertikale trafikklaster kan være. Beregningene av Trollaldalen Viadukt gir følgende utnyttelsesgrader:

- Dekkets bøyekapasitet:  $U = 90 \%$
- Pendelpilarenes aksialkapasitet:  $U = 67 \%$

Det er med andre ord 10 % bøyekapasitet igjen, og dermed teoretisk sett mulighet for 10 % høyere laster enn det lastmodell 71 gir. Beregningene har imidlertid ikke inkludert egenlasten, så i realiteten er det sannsynligvis lite å gå på hvis brua skal være godkjent for Lastmodell 71. Dessuten vil aksellastene begrenses av sentrifugalkrafta som også er avhengig av toglasta. Denne gir, jamfør 4.8 "Torsjon av dekket", allerede en utnyttelsesgrad på nesten 100 %.

→ Det antas at det er anlegg for lite eller ingen lastøkning på Trollaldalen Viadukt.

### 4.10.2 MAKS HASTIGHET

Som vurdert under avsnitt 4.8 "Torsjon av dekket", ser man at sentripetalkraften allerede gir stor belastning på brua. Sentrifugalkraften er avhengig av kvadratet av hastigheten, noe som vil si at effekten fort blir stor hvis farten økes.

Beregningene viser at sentrifugalkrafta gir det største bidraget til torsjon om dekket, og at med en hastighet på 80 km/t gir interaksjon mellom skjærkraft og torsjon 100 % spenningsutnyttelse i innspenningssnittet.

I følge Lastmodell 71 har altså Trolldalen Viadukt ikke kapasitet nok til å motstå økte hastigheter. En hastighetsøkning vil i så fall måtte kompenseres med en reduksjon av aksellaster. Dessuten kan økte hastigheter gi vibrasjoner i konstruksjonen som man per i dag ikke vet hvordan brua reagerer på.

→ Det foreligger ingen indikasjoner på at Trolldalen Viadukt er skikket til å belastes med høyere hastigheter enn dagens 80 km/t.

---

## 4.11 OPPSUMMERING OG KONKLUSJON TROLDDALEN VIADUKT

---

Trolldalen Viadukt er i følge denne rapporten kapasitetsmessig akkurat OK, men ikke mer. Det er generelt tverrlastene som er opphav til de høyeste utnyttelsesgradene, og på grunn av omfattende rustangrep på pendelpilarene, råder det en viss tvil rundt de beregnede resultatene. Kapasiteten til diagonalene i pilarene er basert på arbeidstegningene, og da tverrsnittene allerede er små, kan *litt* rust ha gitt relativt store tverrsnittsreduksjoner. Torsjon av dekket er også et punkt det bør være oppmerksomhet rundt, da kombinasjon med skjær i innspenningssnittet gjør at tverrsnittet er i grenseland i forhold til kapasitetsbegrensningen.

Fra feltmålinger vet man at brua har store bevegelser når togene kjører over [18]. Kombinert med svekkelse på grunn av korrosjon i knutepunkter og staver *kan* dette allerede ha påført varige utmattelseskader.

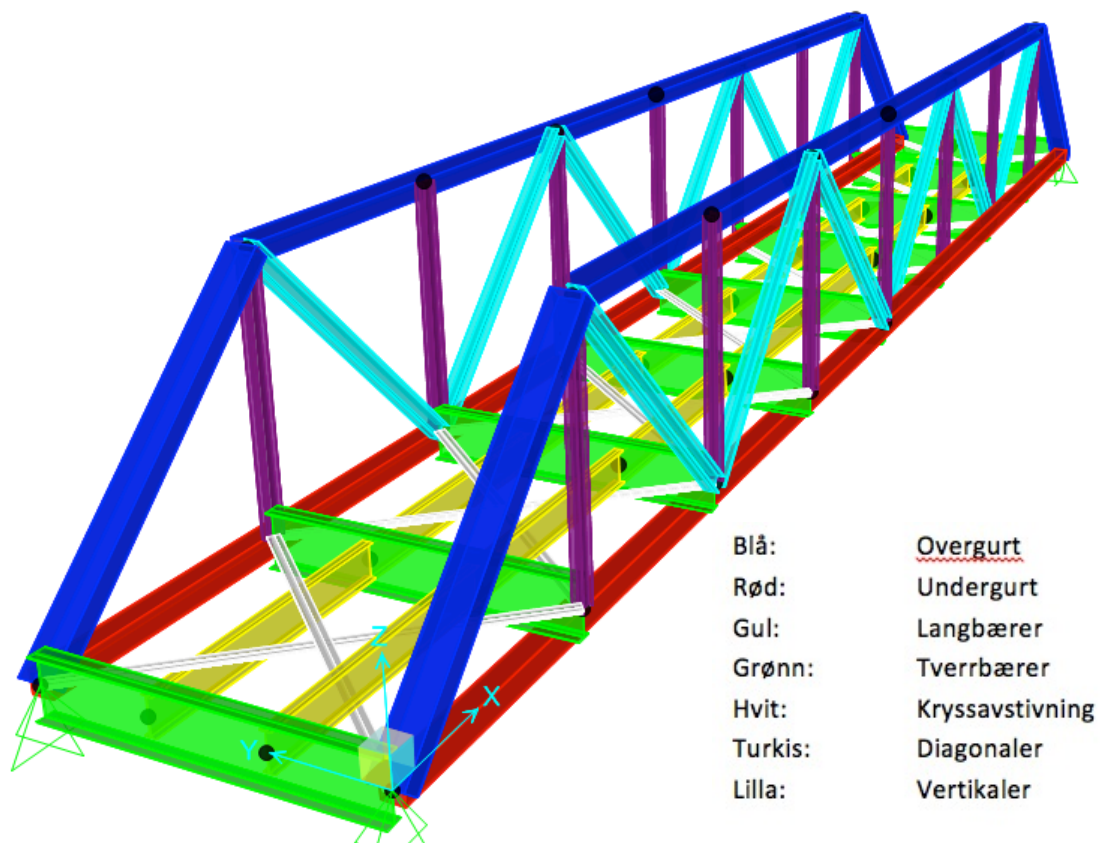
Selv om visse punkter bør betraktes med oppmerksomhet, er Trolldalen Viadukt i rimelig god stand med tanke på at den er prosjektert etter en laststandard fra 1899. Statistiske beregninger antyder at brua i de fleste punkter holder seg innenfor begrensningene satt av Lastmodell 71. Men på grunn av lite "slingringsmonn" kan differanser mellom arbeidstegninger og virkeligheten være nok til å karakterisere brua som delvis overbelastet.

Som nevnt innledningsvis frekventerer det mange hurtige godstog på Nordlandsbanen, og med pågående planer om elektrifisering er det rimelig å anta at mengden kommer til å bestå eller øke. Med tanke på bruas sensitivitet mot store horisontallaster er dette et aspekt som må vurderes nøye for de eksisterende bruene. Det er totalt fire lignende pendelpilarbruer bygd etter Lastmodell 1899 på Nordlandsbanen. Resultatene fra Trolldalen Viadukt er ikke direkte overførbare til disse, men kan være en indikasjon på at hastigheter og aksellaster ikke bør økes uten å ha gjennomført grundige analyser. Dessuten er marginene for overbelastning såpass små på flere punkter at det antas å være relevant med tilsvarende konstruksjonsanalyser på også disse bruene.

# 5 KONSTRUKSJONSANALYSE OG KONTROLL AV EIDSELVA BRU

Dette kapitlet tar for seg regelverk for stålkonstruksjoner og sammenligner det med materialbruk, profildimensjoner, den generelle mekanikken i Eidselva Bru. Grunnlag for alle beregninger er Eurokode 3: Prosjektering av Stålkonstruksjoner, Del 1-1 Allmenne regler og regler for bygninger [39]. For øvrig er Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser [45]. Andre benyttede standarder eller regelverk vil bli opplyst i teksten.

## 5.1 PRESENTASJON



Figur 5-1: SAP2000-modell av Eidselva Bru

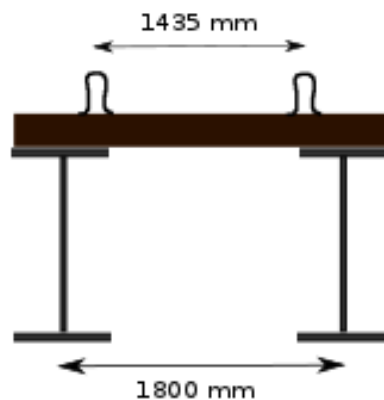
Figur 5-1 viser hvordan Eidselva Bru er modellert i SAP2000.

Eidselva Bru er en fagverksbru. Tverrbæerne skaper sammen med vertikale i fagverket en U som fungerer som rammeverket i konstruksjonen. Når et tog kjører over brua vil skinnene videreføre lasten til langbæerne via svillene som igjen overfører lasten til tverrbæerne. Deretter vil tverrbæerne påføre lasta som punktlaster i fagverksknutepunktene i underkant. Høyden av fagverket ivaretar bruas bøyestivhet globalt sett. Kryssfagverket ivaretar tverrlaster som for eksempel vindlast.

Eidselva Bru er en alminnelig fagverksbru med en lett leselig struktur bygd opp av trekantar. For analyseformål antas fagverket å være leddlagret med null momentoverføring. Alle stavene er dermed kun utsatt for aksiallast. En konsekvens av bruas geometriske oppbygning, er at det trengs mange knutepunkter. Dette kan ofte være en fagverksbru svakhet, da det er mange steder hvor det kan være feil og mangler.

## 5.2 LASTPÅFØRING

Lastene blir påført i samsvar med jernbaneverkets regelverk. Alle vertikale trafikklaster blir påført langbæerne i SAP2000. Dette vurderes til å være svært virkelighetsnært, da disse ligger tilnærmet rett under skinnene (cc skinner er 1450 mm og cc langbærere er 1800 mm). Dessuten er svillene festet til langbæerne på en slik måte at momentoverføring ikke skal opptre. Se **Figur 5-2**.



Figur 5-2: Innfesting sville til langbærere

### Egenlast

Egenlasten av diverse permanente deler fordeles jevnt over brulengden langs langbæerne.

$$Q_g = \frac{6,4 \text{ kN/m}}{2} = 3,2 \frac{\text{kN}}{\text{m}} \quad \text{på hver langbærer}$$

Egenlasten av selve brukonstruksjonen implementeres ved at man definerer at gravitasjonen peker i negativ z-retning. Gravitasjonskonstanten er  $g = 9,81 \text{ m/s}^2$ , og massen

til de forskjellige brukkomponentene er innbakt ved at man har definert tverrsnittsarealet og densiteten til stålet.

SAP2000 legger automatisk all egenlast i knutepunktene, slik at man kan enkelt etterprøve at egenlasten er satt til et hensiktsmessig tall. SAP2000 gir muligheten for å få ut alle input- og output-parametere i tabellert form, og ved å summere alle "joint dead loads", får man at massen av brua i følge SAP2000 er 66 000 kg.

### Vertikale trafikklaster: Lastmodell 71 og tomme vogner

Lastene fordeles likt på de to langbærerne som vist til venstre på **Figur 5-3**. Punktlastene er plassert på antatt mest ugunstige måte etter prøving og feiling av forskjellige varianter.

$$Q_{vk1} = \frac{269 \text{ kN}}{2} = 135 \text{ kN} \quad \text{og} \quad q_{vk1} = \frac{86 \text{ kN/m}}{2} = 43 \text{ kN/m}$$

### Slingrelast

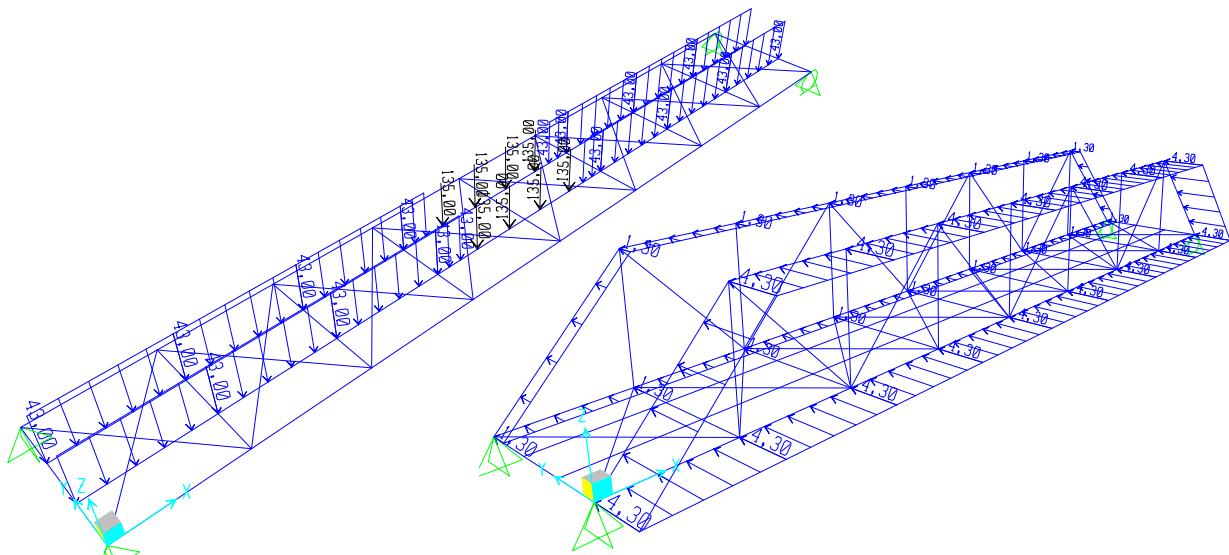
Slingrelasten på 100 kN skal plasseres på valgfritt sted langs skinneoverkant, og plasseres dermed på den tverrbæreren som allerede blir mest utsatt av LM71.

### Akselerasjon og bremsing

Akselerasjon-/bremselasten fordeles jevnt utover langbærerne i langsgående retning

### Vind

Vind plasseres i samsvar med forklaringen i "Vindlast" slik som vist til høyre på **Figur 5-3**.



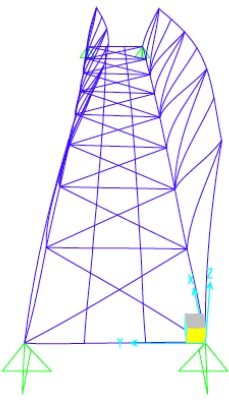
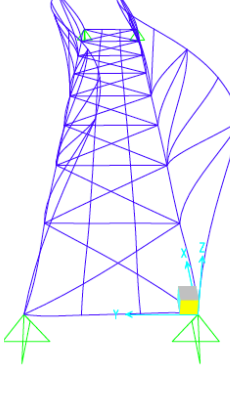
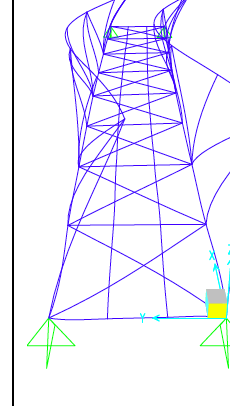
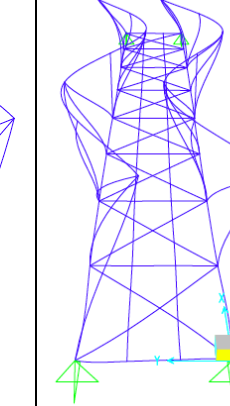
Figur 5-3: Fordeling av LM71 til venstre og fordeling av vindlast til høyre

## 5.3 EGENFREKVENSANALYSE

Av samme grunn som Trolldalen Viadukt, er det ønskelig å kontrollere resultatene av en modalanalyse i SAP2000. Dette vil være med å oppdage feil med randbetingelser og profilegenskaper, samt bekrefte/avkrefte at brua har logiske svingeformer og egenfrekvenser.

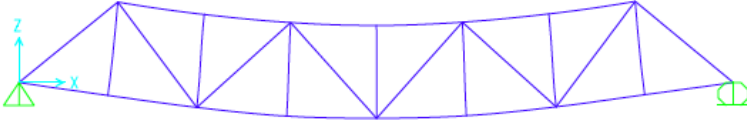
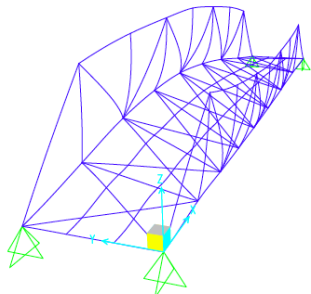
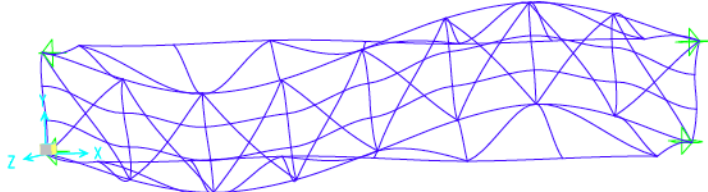
Fagverkveggenes mest sentrale svingeformer og tilhørende egenfrekvenser er vist i **Tabell 22**.

Tabell 22: Formfunksjoner og tilhørende egenfrekvenser fagverk

1 bølge	2 bølger	3 bølger	4 bølger
			
3,10 Hz	5,31 Hz	8,20 Hz	12,50 Hz

Svingeformene med bevegelse i vertikalretning har generelt høyere egenfrekvenser enn fagverksveggenes svingeformer. Tre sentrale svingeformer som hovedsakelig er relatert til vertikalbevegelse er vist i **Tabell 23**.

Tabell 23: Formfunksjoner og tilhørende egenfrekvenser dekket

1		9,09 Hz
2		12,54 Hz
3		21,67 Hz

Det er fagverkveggene som har de laveste egenfrekvensene, og som **Tabell 23** viser er det bevegelse i horisontalplanet som er de tilhørende svingeformene. Dette kommer av at det vertikale stivheten er mye høyere enn den horisontale stivheten. - Et direkte resultat av bruas geometri.

Den beregnede egenfrekvensen i avsnitt 3.7 Dynamiske effekter er:

$$n_0 = 5,95 \text{ Hz}$$

$$n_{nedre} = 2,92 \text{ Hz} \quad \text{og} \quad n_{\overline{vre}} = 5,97 \text{ Hz}$$

Sammenlignet med resultatene fra SAP2000 er ingen av resultatene under nedre grense på 2,92 Hz. Øvre grense er imidlertid overskredet, og det antas at vertikalbevegelsen av dekket som gir 9,09 Hz er den som er mest relatert til resultatene funnet av ligningen:

$$n_0 = \frac{17,75}{\sqrt{\text{nedbøying pga permanente laster}}}$$



Om dette utgjør noen praktisk risiko for brua med dagens hastigheter og laster er usikkert, og en konklusjon vil trenge en mer inngående analyse. Å sammenligne med ulike lastfrekvenser kan gi et lite innblikk:

En last kan tenkes å gi en nedbøying av brua tilsvarende en sinusbølge:

$$x = \sin\left(\frac{\pi x}{L}\right) = \sin\left(\frac{\pi(vt)}{L}\right) = \sin(\omega_L t)$$

Sjekker hvor stor farta er når lastfrekvensen er lik den laveste egenfrekvensen:

$$\omega_L = \omega_1 = 2\pi f_1 = 2\pi * 3,10 \text{ Hz} = 19,5 \text{ Hz}$$

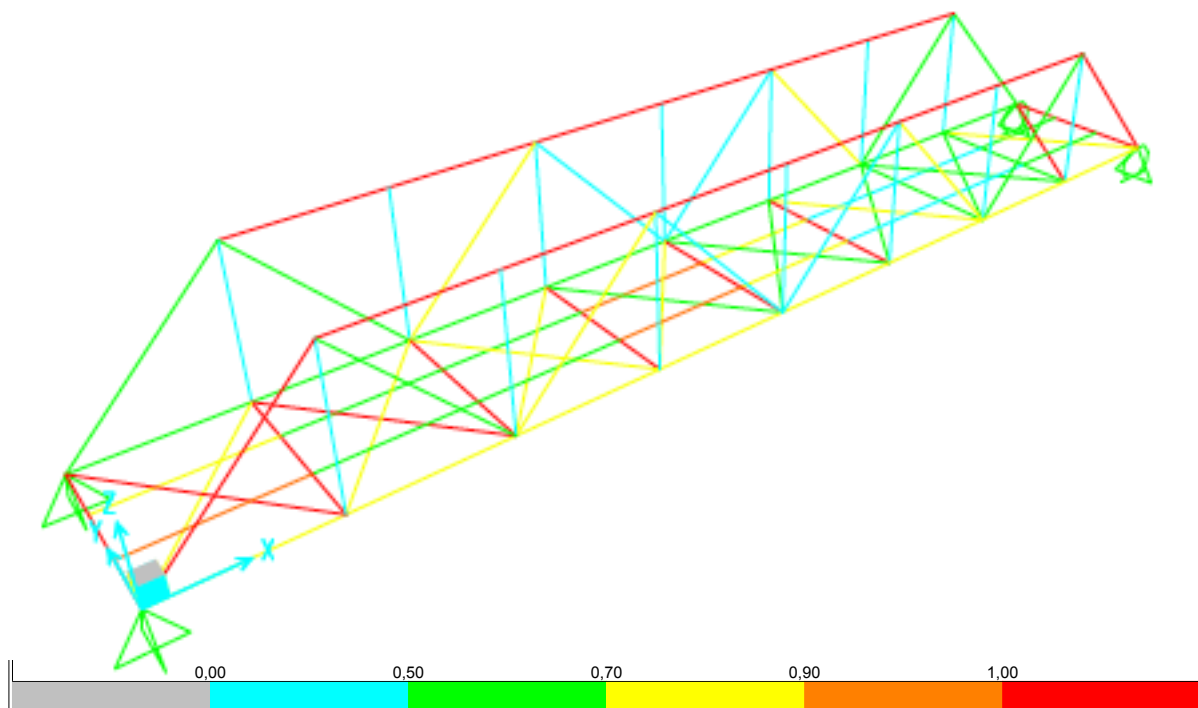
$$v = \frac{\omega_L L}{\pi} = \frac{19,5 \text{ Hz} * 34 \text{ m}}{\pi} = 211 \frac{\text{m}}{\text{s}} = 759 \frac{\text{km}}{\text{t}}$$

Selv om dette er en svært enkel forenkling, er det grunn til å anta at Eidselva Bru ikke er ømfintlig mot vibrasjoner. Som beregningen antyder må hastigheten opp i mot 750 km/t før lastfrekvensen begynner å nærme seg den laveste egenfrekvensen til brua.

**Konklusjon: Formfunksjonene til Eidselva er som forventet. At de horisontale svingningene har såpass lave egenfrekvenser kommer som et direkte resultat av mangel på horisontal avstivning av overgurtene. Det antas ikke at brua er sensitiv mot vibrasjoner, men en mer inngående analyse er nødvendig for å stadfeste dette helt sikkert.**

## 5.4 RESULTATER FRA SAP2000

SAP2000 sammenligner de dimensjonerende spenningene opp mot Eurocode 3 og presenterer utnyttelsesgraden for hvert enkelt element ved hjelp av fargekoder, se **Figur 5-4**. Rødt illustrerer at elementet er over 100 % utnyttet, blått betyr under 50 % utnyttet.



Figur 5-4: Utnyttelsesgrad alle elementer i Eidselva Bru

**Figur 5-4** viser at tverrbærere, overgurter og vindavstivning er overbelastet når verste spenningstilstander er generert. I de følgende håndberegningene er det forsøkt å kontrollere disse resultatene. Hensikten er å enten verifisere at SAP2000-resultatene stemmer, eller å oppdage eventuelle feilslutninger som kommer av avvik mellom FE-modellen og den virkelige brua.

## 5.5 KONTROLL AV VINDFAGVERK

Analyse i SAP2000 gir beskjed om at vindavstivningen er overbelastet på grunn av interaksjon mellom moment og aksiallast. Utnyttelsesgraden i SAP2000 er:

$$U_{\text{SAP}} = U_N + U_{M_y} + U_{M_z} = 0,754 + 0,410 + 0,115 = 1,279$$

Nærmere undersøkelse viser at avstivningen blir belastet med et biaksielt moment i tillegg til den "forventede" aksiallasten. Momentene kommer fra kontakt med langbærene.

Dette er fordi analysemodellen ikke skiller mellom hvor vindavstivningen og lang/tverrbærene er festet i undergurten. I virkeligheten er det en viss avstand mellom vindavstivningen og langbærene, og dette momentet er dermed ikke reelt. **Figur 5-5** viser et bilde tatt under brua hvor man ser at det er ca 10 cm mellom langbærene og vindavstivningen.



Figur 5-5: Eidselva Bru sett nedenfra [24]

Den reelle utnyttelsesgraden er dermed den som kommer av aksialbelastningen:

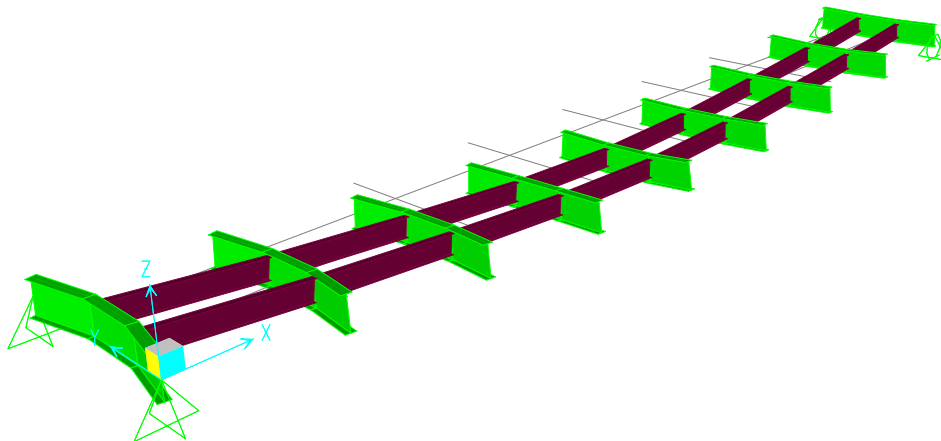
$$U_{\text{reell}} = 0,754 > 1,0 \rightarrow \text{OK}$$

Anser dermed vindavstivningen som "friskmeldt".

**→ Vindavstivningens kapasitet er OK**

## 5.6 KONTROLL AV TVERRBÆRERER

Som man kan se av **Figur 5-6**, er tverrbærerne overbelastet. Den mest overbelastede tverrbæreren er den midterste tverrbæreren hvor aksellastene er sentrert rundt. Den har en utnyttelsesgrad på 156 %. Dette kommer av at både de vertikale og de langsgående lastene gir bøyemoment til tverrbæreren, henholdsvis om sterk og svak akse.



Figur 5-6: Nedbøyning på grunn av vertikale og langsgående laster. Lang- og tverrbærer isolert.

Jernbanebruer skiller seg fra vegbruer med blant annet at de må ta opp ekstra store langsgående krefter når et tog bremses eller akselererer. Spesielt bruer uten ballast blir svært utsatt, da ballast kan "hjelp" brukonstruksjonen ved å føre store deler av kreftene rett i landkarene. For en bru med ballast, kan de karakteristiske langsgående kreftene derfor bli redusert med en faktor som er avhengig av brulengde og skinnenes overgang bra bru til land (glideskjøt eller helsveist spor).

Eidselva Bru har derimot ikke ballast, så alle kreftene fra skinnene vil føres ned til brukonstruksjonen via svillene. For langbærerne vil dette resultere i en aksiallast som føres videre som punktlaster på tverrbærerne, og tverrbærerne vil således få en utbøyning om sin svake akse. I tillegg vil vertikallastene gjøre det samme, bare om tverrbærernes sterke akse. Tverrbærerne må stå imot et biaksialt moment, noe som er såpass stort at materialet flyter.

Siden SAP2000 beregner tverrbærerne til å være overkritiske, er det av interesse å kontrollregne disse resultatene ved hjelp av håndberegninger.

### 5.6.1 BØYEKAPASITET OM STERK OG SVAK AKSE

Tverrbæreren klassifiseres for å finne ut om tverrsnittsreduksjon er nødvendig, se **Tabell 24**.

Tabell 24: Klassifisering av tverrbærer

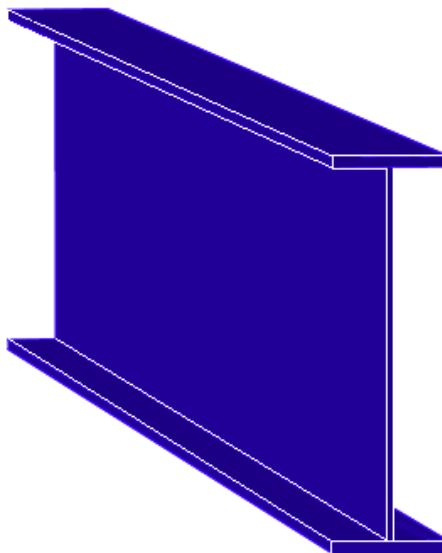
Klasse	Grenseverdi steg		Grenseverdi flens	
Klasse 1	< 72ε	72	< 9ε	9
Klasse 2	< 83ε	83	< 10ε	10
Klasse 3	< 124ε	124	< 14ε	14
Klasse 4	> 124ε	124	> 14ε	14

Tverrsnittsdeler	t	c	c/t	Klasse
flensutstikk	26	129	9	2
steg	12	892	74	2

Verken steg eller flens er i Klasse 4, så momentkapasiteten baseres på hele tverrsnittet.

**Figur 5-7** viser en illustrasjon av tverrbæreren.



Figur 5-7: Utsnitt av tverrbærer

**Momentkapasitet sterk akse:**

$$A_{flens} = 26mm * 270mm = 7020 mm^2$$

$$a = \frac{892mm + 26mm}{2} = 459mm$$

$$I_y = 2 * (A_{flens} * a^2) + \frac{b_{flens} * t_{flens}^3}{12} + \frac{t_{steg} * h_{steg}^3}{12} = 3,67 * 10^9 mm^4$$

$$W_y = \frac{I}{y_{maks}} = \frac{3,67 * 10^9}{4472} = 7,77 * 10^6 mm^3$$

$$M_{y,Rd} = f_d * W = \mathbf{1522 kNm}$$

**Momentkapasitet svak akse:**

$$A_{flensutstikk} = \left(\frac{270mm}{2}\right) * 26mm = 135mm * 26mm = 3510mm^2$$

$$a = \frac{135mm}{2} = 67,5mm$$

$$I_z = 4 * (A_{flensutstikk} * a^2) + \frac{t_{flens} * b_{flens}^3}{12} + \frac{h_{steg} * t_{steg}^3}{12} = 0,147 * 10^9 mm^4$$

$$W_z = \frac{I}{y_{maks}} = \frac{7,897 * 10^7}{135} = 1,086 * 10^6 mm^3$$

$$M_{z,Rd} = f_d * W_z = \mathbf{213 kNm}$$

**Mises:**

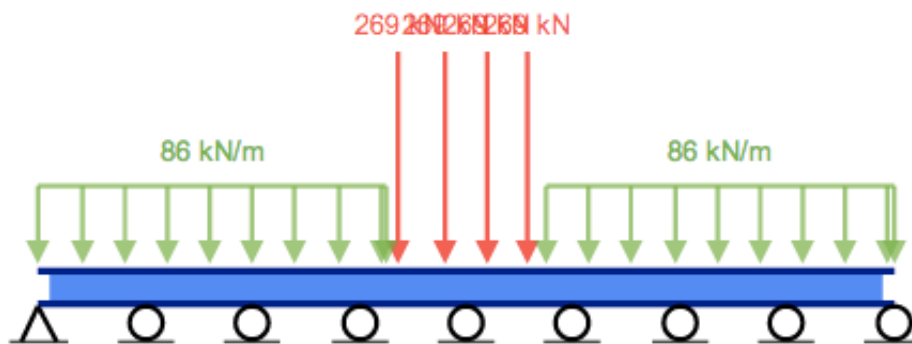
Momentkapasiteten om henholdsvis sterk og svak akse må sammenlignes med dimensjonerende moment. Den biaksiale utnyttelsesgraden må ikke overstige begrensningen gitt av følgende ligning:

$$\frac{M_{Edsvak}}{M_{Rdsvak}} + \frac{M_{Edsterk}}{M_{Rdsterk}} \leq 1,0$$

## 5.6.2 BIDRAG FRA VERTIKAL TRAFIKKLAST LM71

Tverrbærerne tar i mot trafikklasten via langbærerne. En tverrbærer kan ses på som en fritt opplagt bjelke med to punktlaster. Punktlastene er der langbærerne er festet til tverrbærerne.

En tverrbærer antas å ha maks belastning i det øyeblikket punktlastene på  $Q_{vkdyn} = 269 \text{ kN}$  passerer. **Figur 5-8** representerer brua ved at bjelken (langbærerne) er opplagt på glidelagrene (tverrbærerne).

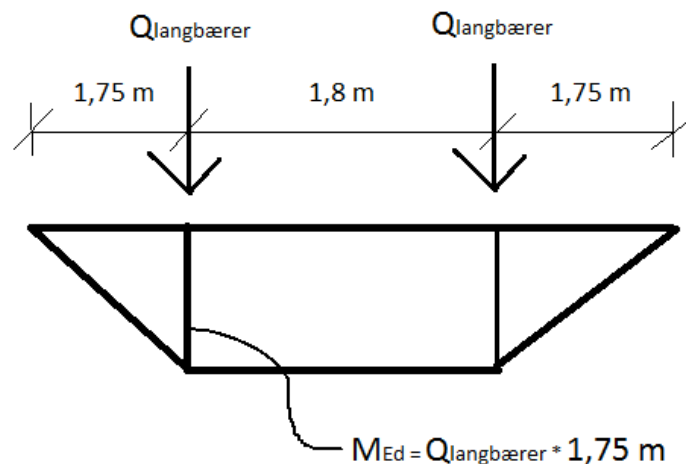


Figur 5-8: LM71 påført langbærere og videreført til tverrbærere

I **Figur 5-8** er det den midtre tverrbæreren som får størst belastning:

$$R_{\text{maks}} = Q_{\text{langbærer}} = 723 \text{ kN}$$

Lasten fordeles via to langbærere og momentet blir som vist på **Figur 5-9**.



Figur 5-9: Last fra langbærere påført som punktlast på tverrbærer

$$Q_{\text{langbærer}} = \frac{R_{\text{maks}}}{2} = \frac{723 \text{ kN}}{2} = 362 \text{ kN}$$

Jamfør **Figur 5-9** blir da karakteristisk bøyemoment fra LM71:

$$M_{\text{Ek}} = Q_{\text{langbærer}} * 1,75 \text{ m} = 362 \text{ kN} * 1,75 \text{ m} = 634 \text{ kNm}$$

Dimensjonerende moment fra LM71:

$$M_{\text{Ed}} = M_{\text{Ek}} * \gamma_{\text{M}} = 634 \text{ kNm} * 1,5 = 950 \text{ kNm}$$

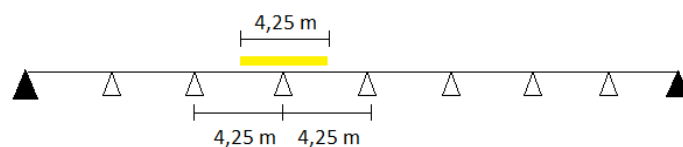
### 5.6.3 BELASTNING FRA AKSELERASJON OG BREMSING

Som vist i lastkapitlet er dimensjonerende last for akselerasjon og bremsing 1000 kN. Denne lasta skal antas å være jevnt fordelt over hele brudekket på 34 m, og det antas at skinnene fører all last videre til de to langbærerne.

Dimensjonerende fordelt last per langbærer:

$$q_{\text{aksbrems}} = 15 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 1,5 = 22,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$$

Én tverrbærer tar opp 4,25 m av den fordelte lasta, jamfør **Figur 5-10**.



Figur 5-10: Lastområde som går ned i én tverrbærer

Langbærerne viderefører lasta som punktlaster:

$$Q_{\text{Edaksbrems}} = 22,5 \frac{\text{kN}}{\text{m}} * 4,25 \text{ m} = 96 \text{ kN}$$



Horisontallasta gir dimensjonerende moment om svak akse:

$$M_{Edsvak} = 96 \text{ kN} * 1,75 \text{ m} = 167 \text{ kNm}$$

#### 5.6.4 KONKLUSJON TVERRBÆRERNES KAPASITET

Utnyttelsesgraden fra håndberegninger er 141 %:

$$\frac{M_{Edsvak}}{M_{Rdsvak}} + \frac{M_{Edsterk}}{M_{Rdsterk}} = \frac{167}{213} + \frac{950}{1522} = 0,79 + 0,62 = 1,41$$

Utnyttelsesgraden i SAP2000 er 152 %, men det inkluderer aksialspenning. Uten aksialspenningen er utnyttelsesgraden 142 %:

$$U_{SAP} = U_N + U_{My} + U_{Mx} = 0,1 + 0,83 + 0,59 = 0,1 + 1,42 = 1,52$$

**Håndberegningene samsvarer med resultatene fra SAP2000, og den totale utnyttelsesgraden er ca. 150 %:**

**→ Tverrbærernes kapasitet er ikke OK i henhold til Lastmodell 71**

#### **Merknad:**

Bøyemomentene som ble funnet er basert på at tverrbæreren er leddet i begge ender. En moderasjon av bøyemomentene kan være aktuelt hvis tverrbæreren antas å være fast innspent til undergurtene. Sannsynligvis er innspenningsgraden et sted mellom leddet og fast innspent, men om det er i favør det ene eller det andre krever mer informasjon og knutepunktsdetaljer. Viderefører derfor konklusjonen som tilsier ca. 150 % utnyttelse.

## 5.7 FAGVERK

### 5.7.1 RESULTATER FRA SAP2000

SAP2000 konkluderer med at overgurtene har en utnyttelsesgrad på 197 %. All spenning er aksialspenning. Nærmere ettersyn viser at det er knekkapasiteten i horisontalretning som er den begrensende faktoren. Knekkning skjer gjerne brått og uten forvarsel, og vil gi stålet permanent skade hvis det inntreffer.

Overgurten er avstivet mot knekking i vertikalaksen hver 4,25 m ved hjelp av vertikale og diagonalene i fagverket. Dette er tilstrekkelig for at den ikke knekker om y-aksen. **Figur 5-11** viser et utsnitt av brua i første knekkform, hvor overgurten i fagverket har knekt ut i horisontalplanet.



Figur 5-11: Fagverket sett ovenfra, utbøyd på grunn av knekking

#### Dimensjonerende verdier fra SAP:

Dimensjonerende aksialbelastning i overgurt:

$$N_{Ed} = 3725 \text{ kN}$$

Strekkapasitet (flytkapasitet):

$$N_{tRd} = 5742 \text{ kN}$$

Trykkapasiteten reduseres på grunn av knekking i både vertikalretning og horisontalretning. SAP2000 gir følgende verdier:

Knekkning i vertikalretning:

$$N_{CRd,y-y} = 0,917 * 5742 \text{ kN} = 5265 \text{ kN} > 3725 \text{ kN} \rightarrow OK$$

Knekking i horisontalretning:

$$N_{CRd,z-z} = 0,330 * 5742 \text{ kN} = 1895 \text{ kN} < 3725 \text{ kN} \rightarrow \text{IKKE OK}$$

Dimensjonerende trykkapasitet bestemmes av knekking i horisontalplanet:

$$N_{CRd} = 1895 \text{ kN}$$

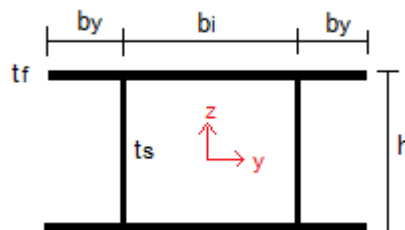
→ Overgurtens kapasitet er i følge SAP2000 ikke tilstrekkelig.  
Den lave trykkapasiteten oppstår på grunn av mangel på avstivning i horisontalplanet.

## 5.7.2 VURDERING VED HJELP AV HÅNDBEREGNING

For å kontrollere at verdiene i SAP2000 er fornuftige, foretas det en forenklet håndberegning hvor man tenker seg at over- og undergurt i fagverket tar alt momentet som genereres av vertikallasten.

Kontrollerer først om knekkfaktoren  $\chi_z = 0,330$  stemmer.

### 5.7.2.1 KNEKKFAKTOREN OM Z-AKSEN, $\chi_z$



2. arealmoment om z-aksen:

$$t_s = 16 \text{ mm} \quad t_f = 20 \text{ mm} \quad b_y = 100 \text{ mm} \quad b_i = 325 \text{ mm} \quad h = 320 \text{ mm}$$

$$I_z = 7,22 * 10^8 \text{ mm}^4$$

$N_{cr}$  er gitt av formelen:

$$N_{crz} = \frac{\pi^2 EI_z}{L_{crz}^2} = \frac{\pi^2 * 210\,000 \frac{N}{mm^2} * 7,22 * 10^8 mm^4}{(25\,000 mm)^2} = 2394 \text{ kN}$$

Den relative slankheten er:

$$\bar{\lambda}_z = \sqrt{\frac{A * f_y}{N_{crz}}} = \sqrt{\frac{29\,960 \text{ mm}^2 * 235 \frac{N}{mm^2}}{2394287 \text{ N}}} = 1,71$$

Henter knekkurve fra tabell i Eurokode 3, og leser av den tilhørende imperfeksjonsfaktoren. Tverrsnittet er i realiteten sammensatt av flere profiler, og det antas at den mest riktige er å bruke knekkurven for et sveist tverrsnitt (ikke kaldformet, som gir en høyere  $\alpha$ -verdi og dermed en høyere verdi på reduksjonsfaktoren):

$$\text{Knekkurve } b \rightarrow \alpha = 0,34$$

Har at:

$$\phi = 0,5(1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2) = 2,228$$

Reduksjonsfaktoren er:

$$\chi = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0,274 \quad \text{mot} \quad \chi_{SAP} = 0,330$$

→ Reduksjonsfaktoren fra håndberegning er litt lavere enn verdien fra SAP2000. Dette kommer av at SAP2000 beregner en høyere Eulerlast:  $N_{crzSAP} = 3256 \text{ kN}$ , fordi det er tatt hensyn til at det er en viss avstivning mot knekking om z-aksen (og  $L_{kr}$  er da litt mindre enn L).

### 5.7.2.2 KLASSIFISERING

Klassifisering av overgurten er vist i **Tabell 25**.

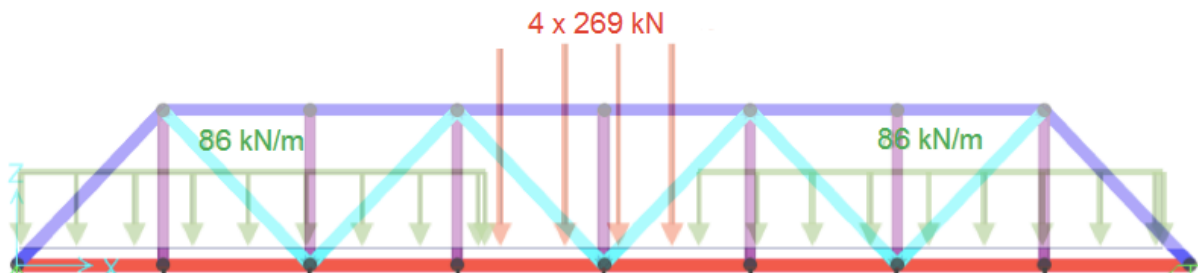
Tabell 25: Klassifisering av overgurt

Tverrsnittsdeler	c	t	c/t	Påkjenning	Klasse
Utstikkende flens	100	20	5	trykk	1
Fastholdt del av flens	325	20	16,25	trykk	1
Steg	280	16	28	trykk	1

Kontroll viser at alle tverrsnittsdelerne i overgurten er i Klasse 1, så videre plateknekkingsanalyse er ikke nødvendig. Dette samsvarer med klassiferingen i SAP2000 som sier det samme.

### 5.7.2.3 KONTROLL AV DIMENSJONERENDE AKSIALBELASTNING I GURTER

Vertikallasten tas opp av fagverket via tverrbærerne i knutepunktene langs undergurten. Største globale feltmoment fra LM71 finnes ved å betrakte brua som en fritt opplagt bjelke med punktlastene plassert midt på bjelken, jmfør **Figur 5-12**.



Figur 5-12: LM71 på Eidselva Bru

$$M_{Ek} = q * 13,8 * \left(17 - \frac{13,8}{2}\right) + Q * 0,8 + Q * 2,4 - (2Q + q * 13,8) * 17$$

$$M_{Ek} = (31,8 * Q) + (95,22 * q) = (31,8 * 269) + (95,22 * 86) = 16\,743 \text{ kNm}$$

$$M_{LM71d} = 16\,743 \text{ kNm} * 1,5 = 25\,115 \text{ kNm}$$

Velger å inkludere egenlasten siden det er det *globale* feltmomentet som skal beregnes. All tyngde tas opp av fagverket, og egenlasten kan dermed gi et signifikant bidrag til feltmomentet.

Dimensjonerende egenlast:

$$q_{Gd} = \gamma_G * \xi * q_G = 1,35 * 0,89 * 26 = 31 \frac{kN}{m}$$

Dimensjonerende feltmoment fra egenlast:

$$M_{egenlast,d} = \frac{q_{G,d} * L^2}{8} = \frac{31 * 34^2}{8} = 4\,480 \text{ kNm}$$

Totalt moment, egenlast og LM71:

$$M_{tot} = 25\,115 \text{ kNm} + 4\,480 \text{ kNm} = 29\,595 \text{ kNm}$$

Avstanden mellom senter i overgurt og senter i undergurt er:

$$a = 4,5m - 0,15m - 0,15m = 4,2m$$

Momentet transformeres til et ekvivalent kraftpar som gir trykk i overgurt og strekk i undergurt.

$$N_{ekv} = \frac{M_{maks}}{\text{høyde fagverk}} = \frac{29\,595 \text{ kNm}}{4,2m} = 7046 \text{ kN}$$

Aksiallasten fordeles på to fagverk:

$$N_{Ed} = \frac{7046kN}{2} = 3523 \text{ kN}$$

Utnyttelsesgrad er i følge håndberegninger:

$$U_{hånd} = \frac{3523}{1895} = 1,86 = 186 \%$$

Håndberegninger tilsier 186 % utnyttelse mot SAP2000 som tilsier 196 % utnyttelse. Det antas at differansen kommer av de øvrige lastene, og at SAP-beregningen derfor gir fornuftige tall.

→ Selv om håndberegningen viser en lavere aksiallast, er aksiallastene fremdeles større enn knekkapasiteten. Dette bekrefter resultatene fra SAP2000 om at overgurten er overbelastet.

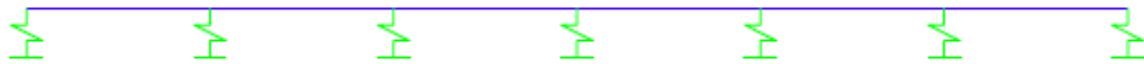
### 5.7.3 KAN KNEKKLENGDEN REDUSERES?

Hvis man studerer fotografiene tatt ved siste hovedinspeksjon (**Figur 5-13**) ser man at det er satt inn avstivningsplater mellom tverrbærer og vertikaler. Dette vil virkeligheten gi en viss avstivning av overgurten siden vertikale (og diagonale) ikke kan forskyve seg like mye i horisontalretning som de ville gjort uten avstivningene. Siden resultatene fra beregningene viser såpass ekstreme verdier (190 % utnyttelse), er det av interesse å studere dette knekkingsfenomenet nærmere.



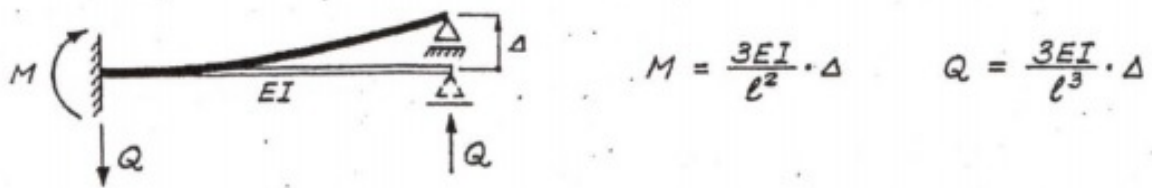
Figur 5-13: Foto fra siste hovedinspeksjon [24]

Motstanden fra vertikale kan representeres med fjærer som gir en viss motstand mot bevegelse i horisontalplanet. **Figur 5-14** viser en modell av overgurten sett ovenfra, med delvis fastholding i horisontalplanet.

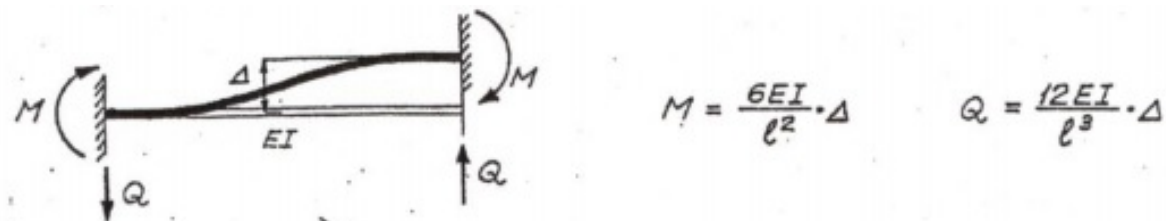


Figur 5-14: Overgurt med motstand mot sideveis forskyvning

Fastholdelsen kommer av vertikalenes "forskyvningsstivhet" i tverretning. Diagonale vil også bidra noe, men effekten neglisjeres da disse er på skrå og ikke har avstivningsplater. Det antas at forflytningen kan representeres som en mellomting mellom **Figur 5-15** og **Figur 5-16**:



Figur 5-15: Stivhetskoeffisient for leddlager i en ende og momentstivt i den andre [48]



Figur 5-16: Stivhetskoeffisient for momentstive ender [48]

$$Q = k * \Delta$$

$$\frac{3EI}{L^3} < k < \frac{12EI}{L^3}$$

Hele høyden til vertikalen er 4,5 m. Men nedre del av vertikalen avstives av dekket og avstivningsplatene, og kan antas å være uendelig stivt i forhold til den øverste delen. Se **Figur 5-17**.



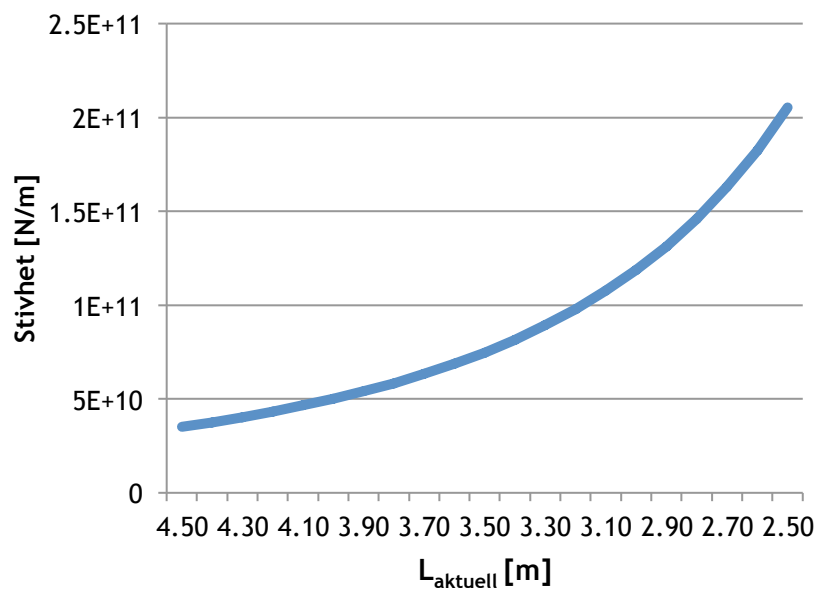


Figur 5-17: Bruas tverrsnitt med avstivningsplater

$$L_{tot} = 4,5 \text{ m}$$

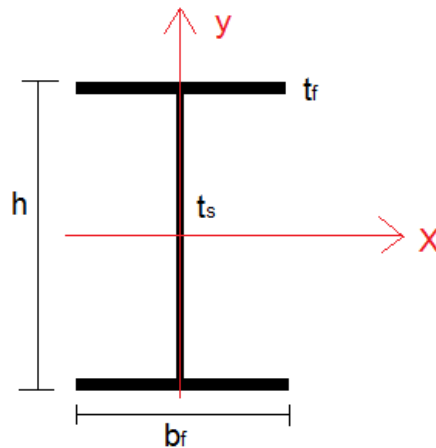
$$L_{aktuell} = 3,0 \text{ m}$$

Stivheten er omvendt proporsjonal med kuben av  $x$ , og lengden  $L_{aktuell}$  har veldig mye å si for stivhetsbidraget, se **Figur 5-18**.



Figur 5-18: Forhold mellom høyde og stivhetsbidrag

For å finne stivheten, må man ha vertikalenes 2. arealmoment om sterk akse (x-aksen, jamfør **Figur 5-19**).



Figur 5-19: Tverrsnittsmål av vertikaler

$$t_f = 20\text{mm} \quad b_f = 172\text{mm} \quad t_s = 12\text{mm} \quad h = 300\text{mm}$$

$$I_x = 1,527 * 10^7 \text{ mm}^4$$

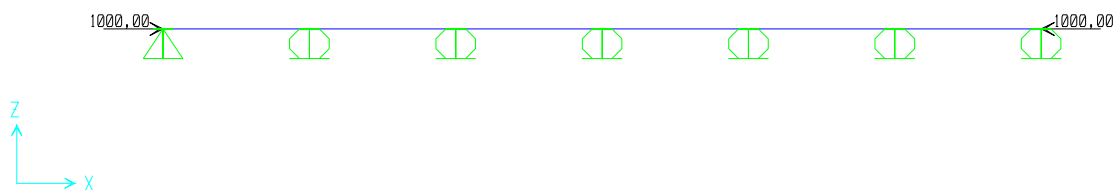
Stivheten, k, er:

$$\frac{EI}{L_{\text{aktuell}}^3} = \frac{210\,000 * 1,527 * 10^7}{3000^3} = 119 \frac{N}{\text{mm}}$$

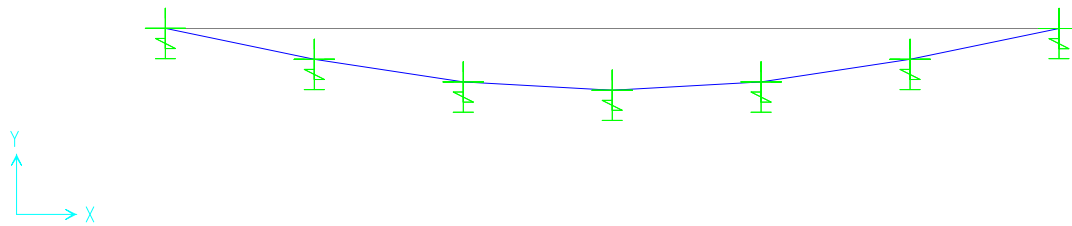
$$3 * 119 \frac{N}{\text{mm}} < k < 12 * 119 \frac{N}{\text{mm}}$$

$$357 \frac{N}{\text{mm}} < k < 1428 \frac{N}{\text{mm}}$$

Tester med den laveste fjærstivheten,  $k = 357 \text{ kN/m}$ . Denne stivheten implementeres i SAP2000 som fjærstivheter i horisontalplanet, jamfør **Figur 5-14**. Overgurten har glidelager i x- og y-retning og er fastholdt mot bevegelse i z-retning. For å få ut den nye knekklasten settes det på en "enhetslast" på 1000 kN slik som vist på **Figur 5-20**. Knekkformen er som vist på **Figur 5-21** og tilhørende knekkform er 3,02.



Figur 5-20: Overgurten sett fra siden med enhetslast 1000



Figur 5-21: 1. knekkeform, overgurten sett ovenfra

Med andre ord så er den største trykkraften som kan påføres overgurten uten at den knekker:

$$N_{Edknekk} = N_{c,Rd} = 3020 \text{ kN}$$

Sammenlignet med den største opptredende trykklasten  $N_{ed} = 3725 \text{ kN}$ , ser man at effekten av vertikalenes fastholdelse gir en ny utnyttelsesgrad:

$$U = \frac{3725 \text{ kN}}{3020 \text{ kN}} = 1,23$$

Dette er en markant nedgang fra  $U = 1,90$ . I tillegg er det den mest konservative antakelsen med tanke på randbetingelser, jamfør **Figur 5-15** og **Figur 5-16**.

→ Denne framgangsmåten antyder at vertikale i realiteten gir et signifikant motstandsbidrag mot knekking av overgurten i horisontalplanet. Knekk lengden kan dermed reduseres og kapasiteten tilsvarende økes.

#### 5.7.4 KONKLUSJON OVERGURTENS KAPASITET

Hvis bidraget fra dekke og avstivningsplater stiver av så mye som overslagene i avsnitt 5.7.3 tilsier, er det en nedgang fra 190 % utnyttelse til 123 % utnyttelse. Det skal imidlertid noteres at stivheten til platene egentlig ikke er kjent, og at antakelsen om at vertikale kan settes til uendelig stive over platenes høyde kun er basert på geometriske betraktninger fra fotografier og arbeidstegninger.

En mellomting mellom å anta null avstivning og "full" avstivning av vertikale er å tenke at det er bare dekket som bidrar, og ikke platene. I SAP2000 medvirker ikke tykkelsen av dekket til å stive av nedre del av vertikalen, slik at hele høyden på vertikalen er "effektiv". Den nye høyden er illustrert i **Figur 5-22**.



Figur 5-22: Bruas tverrsnitt uten avstivningsplater

Dette anses å være en rimelig trygg antakelse. Tverrbærernes høyde reduserer høyden på vertikale fra 4,5 m til 3,6 m (se **Figur 5-17**). Tilhørende stivhet hvis mest konservative stivhetsbidrag antas:

$$\frac{3EI}{L_{\text{aktuell}}^3} = \frac{3 * 210\,000 * 1,527 * 10^7}{3600^3} = 3 * 69 \frac{N}{m} = 206 \frac{N}{m}$$

Definerer fjærstivhetene til å være 206 N/m i SAP2000 og får at knekklasten nå er:

$$N_{CRdNY} = 2700 \text{ kN}$$

Tilhørende utnyttelsesgrad:

$$U_{NY} = \frac{3725 \text{ kN}}{2700 \text{ kN}} = 1,38$$

Oppsummering:

- Hvis man neglisjerer all avstivning av vertikale er utnyttelsesgraden 190 %
- Hvis man regner med tverrbærerne som avstivning er utnyttelsesgraden 138 %
- Hvis man regner med tverrbærerne og platene som avstivning er utnyttelsesgraden 123 %

→ Det antas at overgurtenes kapasitet uansett er overskredet grunnet knekking, men graden av overskridelse er avhengig av hvor mye avstivning som antas å ha effekt. I mangel på sikker informasjon om platene, settes utnyttelsesgraden til:

$$U = 138 \%$$

En løsning på problemet kan være å montere en eller flere tverravstivninger i overkant av brua, men det er mulig at dette ikke går på grunn av at avstanden ned til toget blir for liten.

## 5.8 KNOTEPUNKT

---

Gamle stålbruer består ofte av en enorm mengde nagler. Dette kommer av at selve profilene er satt sammen av mange små deler, i tillegg til at knutepunktene er sammenføyd med nagler. SAP2000 kontrollerer at selve konstruksjonsmaterialet har nok kapasitet, men det er ikke i stand til å modellere detaljer i et knutepunkt. Det vil si at en må på andre måter kontrollere om en forbindelse har tilstrekkelig kapasitet.

Eurocode 3, Del 1-8 [45] gir dimensjoneringsregler for knutepunkter og forbindelser i stålkonstruksjoner. Her skilles det mellom skruer, nagler, bolter og sveis. Det er konsekvent brukt nagler i både Trolldalen Viadukt og Eidselva Bru.

Det er ønskelig å kontrollere om forbindelsene i brua har kapasitet nok til å tilfredsstillе dagens standard. Dette innebærer tilstrekkelig kapasitet mot avskjæring og strekk, men også at kant-, ende- og hullavstander er innenfor bestemte grenseverdier.

Det er forsøkt å kontrollere knutepunkt som antas å være spesielt kritiske. Det kan imidlertid ikke garanteres at det ikke finnes knutepunkt som er mer utsatt, men resultatene gir likevel en pekepinn på hvor mye av kapasiteten som er utnyttet.

### 5.8.1 NORMALER FOR NAGLER

Informasjon om hvilke tverrsnittsmål de ulike naglene har er ikke oppgitt direkte med tall på byggetegningene. Naglene på både Eidselva Bru og Trolldalen Viadukt er av typene beskrevet i "Normaler for Klinkenagler og Pakkeringe" fra 1894 [46], og etter konsultasjon med Jernbaneverket, ble dette dokumentet funnet i arkivet. Dimensjonene følger anvisningen vist på **Figur 5-23**.

### Belegninger

- ⊗ belegner 25 m.m. nagle
- —" 23 —" —"
- —" 20 —" —"
- —" 16 —" —"
- —" 13 —" —"
- ⊙ —" forsænket nagle paa begge sider
- ⊙ —" forsænket nagle paa den ene side
- ⊙ —" halvt forsænket nagle
- —" pakkeing
- ⊗ —" skruer

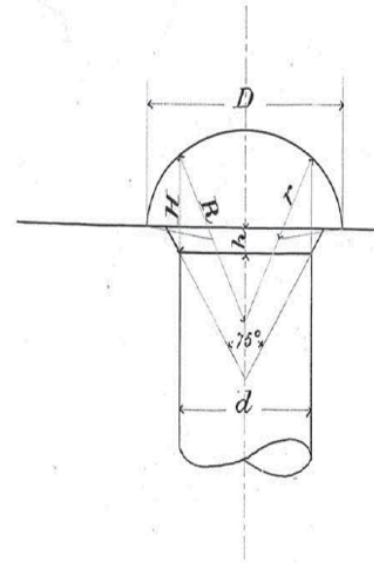
$$h = \frac{1}{8} d$$

$$D = 1,5 d$$

$$H = 0,5 d$$

$$R = d$$

$$r = 0,5 d$$



Figur 5-23: Normaler for Klinkenagler og Pakkeringe

#### 5.8.1.1 SPENNINGER OG MATERIALFAKTOR FOR NAGLER:

Hentet fra Håndbok 238 [30].

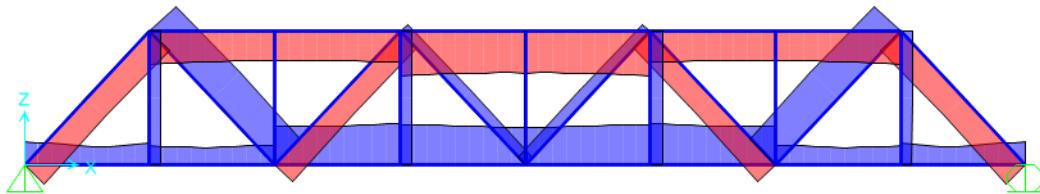
Naglens bruddspenning:  $f_{ur} = 340 \text{ MPa}$

S235 bruddspenning:  $f_u = 370 \text{ MPa}$

Materialfaktor nagler:  $\gamma_{M2} = 1,2$

## 5.8.2 KNUTE PUNKT: FORBINDELSE DIAGONAL TIL LASKEPLATER

**Figur 5-24** viser en oversikt over den største aksialspenningen i de forskjellige komponentene i fagverket. Rødt er trykk og blått er strekk. Sett bort fra gurtene er det i hovedsak 2. diagonal fra venstre (og høyre) som får den største påkjenningen. Gurtene er heltrukne over sin lengde, og kapasiteten er derfor ikke avhengig av innbyrdes knuteplater.



Figur 5-24: Spenningsfordeling. Blå (strekk) og rød (trykk)

Da hvert enkelt knutepunkt er unikt, burde man i en komplett analyse kontrollere alle knutepunktene. De forskjellige knutepunktene kan ha varierende antall festemidler, ulike kant-, ende- og hullavstander, ulike laskeplater og ulikt tverrsnittsareal på tilhørende staver. Dette innebærer at det "verste" knutepunktet ikke nødvendigvis tilhører den mest belastede staven.

En fullstendig sjekk vil være svært omstendelig og tidkrevende, og vil ikke bli gjort her. Men ved å kontrollere det antatt mest kritiske knutepunktet, kan man få en pekepinn på utnyttelsesgraden til de øvrige knutepunktene.

Som nevnt tidligere utpeker de to strekkdiagonalene seg som hensiktsmessige kandidater for kontroll. De tilhørende knutepunktene er tilsynelatende identiske; like mange nagler (av samme dimensjon) og samme platetykkelse. Kontroll på den ene siden er med andre ord også kontroll på den andre.

Diagonalen har dimensjonerende aksialbelastning:

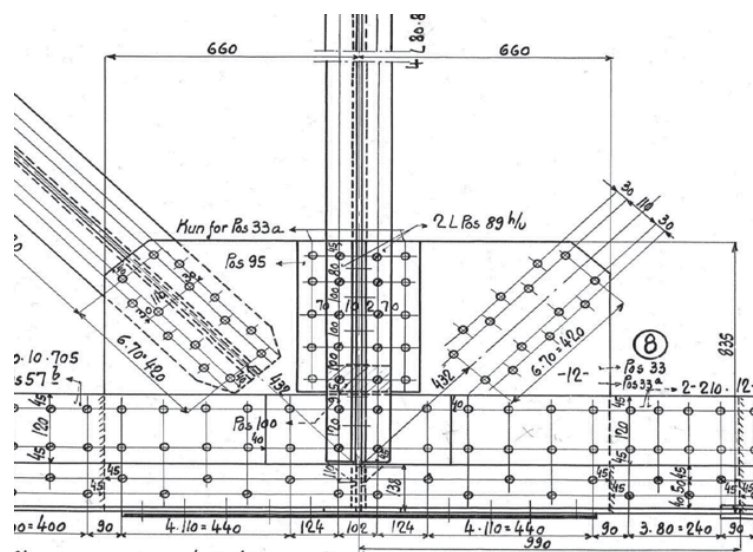
$$N_{tEd} = 1481 \text{ kN}$$

Knutepunktet er et symmetrisk KT-knutepunkt, og aksene til vertikalen og diagonalene treffes i ett punkt slik at det ikke oppstår eksentrisitetsmoment, se **Figur 5-25**. Mål og avstander er som vist på **Figur 5-26**.





Figur 5-25: Foto av knutepunkt Eidselva Bru [24]



Figur 5-26: Arbeidstegning knutepunkt Eidselva Bru

### 5.8.3 KANT-, ENDE- OG HULLAVSTANDER

Naglene i diagonalene har dimensjon  $\varnothing 16$ . Kontrollerer først at hull-, kant- og endeavstander er innenfor kravene. Avstandene er avhengig på diameteren til naglen.

**Tabell 26** sammenligner grenseverdiene mot de faktiske avstandene.

Tabell 26: Kant-, ende- og hullavstander [mm]

	Grenseverdi for $d_0=16$		Faktisk avstand	OK?
$e_1$	1,2d	19	40	OK
$e_2$	1,2d	19	40	OK
$p_1$	2,2d	35	70	OK
$p_2$	2,4d	38	110	OK

→ Alle avstandene er OK i henhold til dagens standard.

## 5.8.4 KAPASITETEN TIL KNOTEPUNKTET

Et knutepunkt er ikke sterkere enn dets svakeste element. Det er hovedsakelig tre elementer som kan ryke:

- 1) Grunnmaterialet (stavene i fagverket, festet til laskeplaten via flensene,  $t_{flens} = 20$  mm)
- 2) Laskeplatene (to plater som forbinder alle knutepunktelementene,  $t_{plate} = 12$  mm)
- 3) Naglene

### 5.8.4.1 GRUNNMATERIALET

Diagonalenes tverrsnittsareal er redusert der naglene er festet. Kapasiteten til en strekkstav begrenses av følgende ligning.

$$N_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{pLRd} = \frac{f_y * A}{\gamma_{M0}} \\ N_{uRd} = \frac{0,9 * f_u * A_{net}}{\gamma_{M2}} \end{array} \right\}$$

Hvis  $N_{uRd} > N_{pLRd}$  vil man få et duktilt brudd. Dette er ønskelig, da plastifiseringen av materialet vil fungere som et forvarsel på at et brudd vil oppstå. I motsatt fall vil man få et sprøtt og eksplosivt brudd med potensielt alvorlig utfall.

Tverrsnittsarealet til en diagonal er:

$$A = 13\,680 \text{ mm}^2$$

Der hvor diagonalen får tverrsnittsarealet redusert på grunn av naglehull, er det resterende arealet:

$$A_{net} = A - 4(t_{flens} * d_{nagl}) = 13680 - 4(20 * 16) = 12\,400 \text{ mm}^2$$

Kapasiteten til diagonalstavene er:

$$N_{tRd} = \min \left\{ \begin{array}{l} N_{pLRd} = \frac{235 \frac{N}{mm^2} * 13\,680 \text{ mm}^2}{1,2} = 2679 \text{ kN} \\ N_{uRd} = \frac{0,9 * 340 \frac{N}{mm^2} * 12400 \text{ mm}^2}{1,2} = 3162 \text{ kN} \end{array} \right\}$$

$$N_{tRd} = 2697 \text{ kN} > 1481 \text{ kN} \rightarrow \text{OK}$$

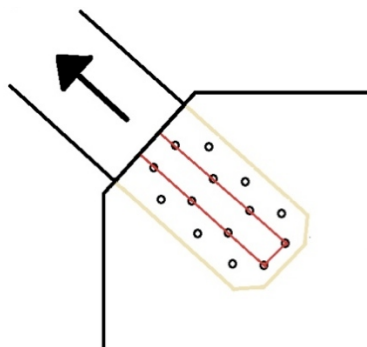
Aksialkapasiteten er større enn største aksialbelastning  
 → brudd i grunnmaterialet ikke kritisk

#### 5.8.4.2 LASKEPLATENE

Laskeplatenes kapasitet er avhengig av bruddlinjens tverrsnittsareal og vinkel i forhold til kraftretning. Bruddlinjen som er vinkelrett på kraftretningen vil ryke på grunn av strekk, og bruddlinjen som er parallell med kraftretningen vil ryke på grunn av skjær. Muligheten for utrivning begrenser kapasiteten til:

$$N_{effRd} = \frac{f_u * A_{nt}}{\gamma_{M2}} + \frac{f_y * A_{nv}}{\sqrt{3} * \gamma_{M0}}$$

Siden naglenes plassering ikke er på linje råder det en viss usikkerhet om hvordan bruddlinjen vil utarte seg. På grunn av at skjærspenningskapasiteten er lavere enn strekkspenningskapasiteten, antas det at den mest sannsynlige bruddlinjen vil forme seg som vist på **Figur 5-27**. På denne måten må størsteparten av aksiallasten tas av platens skjærmotstand. En bruddlinje langs de ytterste naglene vil gi større areal utsatt for strekk, og det antas at denne bruddlinjen ikke er aktuell.



Figur 5-27: Utrivning av naglegruppe

Nettoarealet utsatt for strekkraft:

$$A_{nt} = (110\text{mm} - 16\text{mm}) * 12\text{mm} = 1128 \text{ mm}^2$$

Nettoarealet utsatt for skjærkraft:

$$A_{nv} = 2 * (460\text{mm} - 3,5 * 16\text{mm}) * 12\text{mm} = 9696 \text{ mm}^2$$

Kapasitetsbidrag mot strekkbrudd og skjærbrudd gir til sammen utrivningskapasiteten til én laskeplate:

$$N_{effRd} = \frac{340 \frac{N}{\text{mm}^2} * 1128\text{mm}^2}{1,2} + \frac{235 \frac{N}{\text{mm}^2} * 9696\text{mm}^2}{\sqrt{3} * 1,2}$$

$$N_{effRd} = 320\text{kN} + 1096\text{kN} = 1416\text{kN}$$

Knutepunktet består av to laskeplater, så den dimensjonerende utrivningskapasiteten er:

$$N_{effRd} = 2 * 1416 \text{ kN} = \mathbf{2832 \text{ kN} > 1481 \text{ kN} \rightarrow OK}$$

Utrivningskapasiteten er større enn dimensjonerende strekkraft  
 → Brudd på grunn av utrivning av skruegruppe er ikke kritisk

### 5.8.4.3 NAGLENE

Det antas at de aktuelle naglene i all hovedsak blir utsatt for skjær, så kontroll av avskjæringskapasitet og hullkanttrykk er nødvendig. En eventuell aksialbelastning av naglene neglisjeres. Naglene går gjennom to snitt da flensen er forsterket med en plate på begge sider. Tverrsnittsarealet til en nagl er:

$$A_0 = \pi \left( \frac{16\text{mm}}{2} \right)^2 = 201 \text{ mm}^2$$

- Avskjæringskapasitet én nagl:

$$F_{vRd} = \frac{0,6 * f_{ur} * A_0}{\gamma_{M2}} * n_{snitt} = \frac{0,6 * 340 \frac{N}{mm^2} * 201mm^2}{1,2} * 2 = 68 kN$$

- Hullkantrykk:

$$F_{bRd} = \frac{k_1 * \alpha_b * f_u * d * t}{\gamma_{M2}}$$

t er den tynneste platedelen som i dette tilfellet er laskeplaten: t = 12 mm.  $k_1$  og  $\alpha_b$  er avhengig av kant- ende- og hullavstander og er vist i henholdsvis **Tabell 27** og **Tabell 28**.

$$\alpha_b = \min \left\{ \begin{array}{l} \alpha_d = \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} \right) \\ \frac{f_{ub}}{f_u} \\ 1,0 \end{array} \right\}$$

Tabell 27: Dimensjonerende  $\alpha$ -verdier

$\alpha_b$ for:	Verdier	Minste verdi
Endenagl	$\alpha_d = \frac{e_1}{3d_0} = 0,83$ $\frac{f_{ub}}{f_u} = 0,92$ 1,0	0,83
Innvendig nagl	$\alpha_d = \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4} = 1,21$ $\frac{f_{ub}}{f_u} = 0,92$ 1,0	0,92

Faktoren  $k_1$  er avhengig av om skruen er langs randen eller om den er innvendig:

Tabell 28: Dimensjonerende  $k_1$ -verdier

$k_1$ for:	Verdier	Minste verdi
Nagl langs randen	$2,8 * \frac{e_2}{d_0} - 1,7 = 5,30$	2,50
	$1,4 * \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 7,93$	
	2,5	
Innvendig nagl	$1,4 * \frac{p_2}{d_0} - 1,7 = 7,93$	2,50
	2,5	

Tykkelsen  $t$  er den minste av flenstykkelsen og tykkelsen til sammen på platene (12 mm plate på hver side av flensen).

$$20 \text{ mm} < 2 * 12 \text{ mm} \quad \text{så } t = 20 \text{ mm}.$$

Kapasiteten for hullkanttrykk per nagl blir dermed:

$$F_{bRd} = \frac{2,5 * 0,83 * 340 \text{ N/mm}^2 * 16 * 20}{1,2} = 188 \text{ kN}$$

Avskjæringskapasiteten er lavere enn hullkantkapasiteten, så dimensjonerende kapasitet per nagl bestemmes av avskjæringskapasiteten:

$$F_{Rd1} = F_{vRd} = 68 \text{ kN}$$

Diagonalen er festet med 14 nagler på hver side, til sammen 28 nagler. Dimensjonerende kapasitet for alle naglene er:

$$F_{Rd} = 28 * 68 \text{ kN} = \mathbf{1904 \text{ kN}}$$

Kapasiteten til naglene er større enn den største aksiallasten  
 → Naglene har tilstrekkelig kapasitet

### Oppsummering av alle kontroller:

Grunnmaterialets aksialkapasitet	2697 kN
Laskeplatens utrivningskapasitet	2858 kN
Naglenes kapasitet	1904 kN
<b>Knutepunktets kapasitet</b>	<b>1904 kN</b>
<b>Dimensjonerende aksialbelastning</b>	<b>1481 kN</b>

$$U = \frac{1481}{1904} = 0,78$$

**Avskjæringskapasiteten til naglene er dimensjonerende, men blir ikke overskredet av dimensjonerende aksiallast**

**U = 78 % → Knutepunktets kapasitet er OK**

**Under forutsetning at hele brua er beregnet med samme prinsipp, impliserer dette at de øvrige knutepunktene også har kapasitet nok.**

### 5.8.5 HVOR MANGE NAGLER ER NØDVENDIG?

Største aksiallast er 1481 kN og dimensjonerende kapasitet til én nagl er 68 kN.

$$\frac{1481 \text{ kN}}{68 \text{ kN}} = 22 \text{ nagler delt på to sider} \rightarrow 11 \text{ nagler er nødvendig.}$$

I følge fotografier og arbeidstegninger er det 14 nagler som forbinder diagonalene med platene. Det betyr at knutepunktet kan "miste" tre nagler på hver side uten at kapasiteten er brutt. Det skal imidlertid bemerkes at eksentrisitetsmoment på grunn av usymmetrisk forbindelse kan endre lastbildet, og at en derfor ikke ukritisk kan "godta" mangel på nagler.

## 5.9 FRAMTIDSUTSIKTER EIDSELVA BRU

---

Eidselva Bru ble i år 65 år, og selv om mange bruer kan skilte med mye lenger fartstid, er det likevel mye som skjer med en stålkonstruksjon når vært og vind får sette sine spor over så lang tid.

Det ble i 2013 gjennomført en befaring for å kartlegge den generelle tilstanden til Eidselva Bru [47]. Befaringen viste, som for mange andre bruer på Sørlandsbanen, at brua er utsatt for mye korrosjon. Generelt er stort sett hele brua dekt av mer eller mindre jevn overflatekorrosjon, men det ble også oppdaget groptæring i blant annet undergurt.

Jamfør innledningskapitlet om Sørlandsbanen skal alle bruene på denne strekningen gjennomgå renovering i form av sandblåsing, maling og utskifting av nødvendige detaljer. Dette innebærer også Eidselva Bru. Spørsmålet er derfor om de reduserte tverrsnittene fremdeles har tilstrekkelig kapasitet i henhold til dagens standarder.

Et annet aspekt er hvor store de virkelige togbelastningene er i forhold til de dimensjonerende lastene fra Lastmodell 71. Tverrbærerne og overgurtene ble beregnet til å være henholdsvis 150 % og 138 % utnyttet for LM71. Det er ønskelig å kontrollere hva maks mulige aksellast for Eidselva Bru er, for så å sammenligne dette opp mot virkelig opptredende aksellaster.

### 5.9.1 MULIG TVERRSNITTSREDUKSJON

Befaringen anbefaler at Eidselva Bru bør renses og males innen 2014, og at det etterpå bør vurderes om det noen steder er så store tverrsnittsreduksjoner at brua bør forsterkes. Da beregningene tilsier at kapasiteten allerede er overskredet på flere punkter, kan det tenkes at en slik kontroll ikke lenger er like aktuell. Det er likevel ikke full utnyttelse i alle elementene, og det kan være at visse brukomponenter tåler noe tverrsnittsreduksjon uten at det går utover den globale kapasiteten til brua.

Det ble oppdaget omfattende rustskader flere steder på brua. **Figur 5-28** viser et eksempel. På enkelte steder har det gått så langt som hull gjennom materialet. Rapporten sier at det er spesielt mye rustangrep ved knutepunktene langs undergurten, og at det delvis er groptæring med tverrsnittsreduksjon.





Figur 5-28: Korrosjon ved undergurten på Eidselva Bru. Foto: Jernbaneverket [24]

Basert på denne informasjonen kontrolleres det derfor hvor mye reduksjon av tverrsnittet undergurten tåler før den flyter.

Undergurten blir i all hovedsak belastet med aksialtrekk fra vertikallasten. Vind som treffer undergurten kan imidlertid gi et lite bidrag til bøyemomentet om z-aksen, men dette er såpass lite at det ses bort fra her.

Største strekkraft i undergurten hentes fra SAP2000 og er:

$$N_{tEd} = 2242 \text{ kN}$$

Kapasiteten er kun avhengig av tverrsnittsarealet og flytespenningen:

$$N_{tRd} = A * f_d = 5248 \text{ kN}$$

Kapasitetsutnyttelse:

$$U_t = \frac{2242}{5248} = 0,43$$

Undergurtene tåler med andre ord over 50 % tverrsnittsreduksjon uten at kapasiteten blir nådd. Det er imidlertid usannsynlig at rustangrep vil isolere seg kun på undergurten, og at det heller er knutepunktene som er koblet til undergurten som kan ses på som kritiske punkter. Rust i knutepunkt kan gi slark i nagleforbindelser og vibrasjoner fra togtrafikk kan forsterke dette ytterligere.

Rust er et problem over hele brua, og siden det er tverrbærerne og overgurtene som allerede sliter med belastningen, er det viktigere å undersøke mer i detalj hvor stort

gjennomslag rusten har fått her. Det kan være at den virkelige togbelastningen ikke overgår kapasitetsbegrensningene, og da er det ekstra viktig å kunne konstatere at den kapasiteten som er antatt fra tegninger faktisk svarer til den reelle kapasiteten.

## 5.10 MAKS AKSELLAST

Ut i fra analyse og beregning gjort på Eidselva bru er det hovedsakelig to ting som setter begrensning på aksellastene:

- 1) Kneking av overgurt i horisontalplanet
- 2) Overkritisk biaksielt moment i tverrbærer

Brua skal etter planen bli brukt som den er i flere år framover. Selv om beregningene tilsier at kapasiteten er overskredet med lastmodell 71, så er det ikke sikkert at de togene som faktisk kjører på denne strekningen har kritiske aksellaster.

Det er ønskelig å kontrollere hva største mulige aksellast er, slik at denne informasjonen kan knyttes opp mot de tyngste togene som faktiske kjører over per i dag.

### 5.10.1 BEGRENSENDE FAKTOR 1: KNEKKING AV OVERGURT

Maks aksialtrykk i overgurt er som vist i avsnitt 5.7.4:

$$N_{cRd,z-z} = 2700 \text{ kN}$$

Det vil si at det største momentet som kan pålastes uten at overgurten knekker er:

$$M_{maks} = (2 * 2700 \text{ kN}) * 4,5 \text{ m} = 24\,300 \text{ kNm} = M_{RdNY}$$

Maks moment for en bjelke belastet med Q og q jamfør avsnitt 5.7.2.3:

$$M_{Ed} = \gamma_{M1} * ((31,8 * Q) + (95,22 * q))$$

Lar den fordelte lasten være den samme som før (86 kN/m) og får Q som ukjent:

$$M_{Ed} = 1,5 * ((31,8 * Q) + (95,22 * 86)) = (47,7 * Q) + (12\,283) \leq 24\,300 \text{ kNm}$$

$$Q_{maks} = \frac{24\,300\text{ kN} - 12\,283\text{ kN}}{47,7} = 252\text{ kN}$$

Denne lasten har imidlertid dynamisk tillegg, så den statiske aksellasten er maks:

$$Q_{maksstat} = \frac{252\text{ kN}}{1,07} = 235\text{ kN}$$

**→ Den største aksellasten som er mulig uten at overgurten knekker er 235 kN**

## 5.10.2 BEGRENSENDE FAKTOR 2: OVERSKREDET BØYEKAPASITET I TVERRBÆRER

Det er ønskelig å kontrollere hva maks aksellast kan være når maks bremselast er påført. Med aksellastene fra LM71 får man følgende utnyttelsesgrad i sterk og svak akse:

$$\frac{M_{Edsvak}}{M_{Rdsvak}} + \frac{M_{Edsterk}}{M_{Rdsterk}} = \frac{167}{213} + \frac{950}{1522} = 0,79 + 0,62 = 1,41 > 1,00$$

Trekklasten gir bøyemoment om svak akse, og utnytter hele 79 % av den totale kapasiteten. Det vil si at det er bare 21 % kapasitet "igjen" til å ta bøyemomentet om sterk akse.

Men, etter konsultasjon med Jernbaneverket er maks trekklast i realiteten ikke aktuelt for Eidselva Bru. Det vil si at det er bremskraften som blir dimensjonerende:

$$Q_{lbk} = 20 \frac{kN}{m} \cdot L(m) = 20 \frac{kN}{m} * 34 m = 680 kN \leq 6000 kN$$

Ny fordelt bremselast:

$$q_{lbkNY} = \frac{680kN}{34m} = 20 \frac{kN}{m}$$

Bremskraften fordeles som 10 kN/m på hver langbærer. Jamfør avsnitt 5.6.4 "Belastning fra akselerasjon og bremsing" blir punktlastene på tverrbæreren da:

$$Q_{tbkP} = 10 \frac{kN}{m} * 4,25 m = 42,5 kN$$

Tilhørende moment:

$$M_{EksvakNY} = 42,5 kN * 1,75 m = 74 kNm$$

Dimensjonerende moment, svak akse:

$$M_{EdsvakNY} = 74 kNm * 1,5 = 111 kNm$$

Utnyttelsesgraden i svak akse er nå:

$$U_{svakNY} = \frac{111}{213} = 0,52$$

Resterende kapasitet til å ta momentet om sterk akse er da:

$$U_{sterkNY} = 0,48$$

Maks bøyemoment om sterk akse er 48 % av bøyekapasiteten:

$$M_{Edmaks} = 0,48 * 1522 \text{ kNm} = 731 \text{ kNm}$$

Det største mulige bøyemomentet fra vertikallasten er altså 731 kNm. Bøyemomentet fra ordinær LM71 er 950 kNm. Bøyemomentet (M) og aksellasten (Q) er lineært avhengig siden  $M=1,75*Q$ .

$$\frac{M_{Edmaks}}{M_{Edsterk}} = \frac{M_{EdNY}}{M_{Edgammel}} = \frac{731}{950} = 0,77$$

Det nye maksmomentet utgjør 77 % av det gamle → 77 % av aksellasten fra LM71 er OK.

Maks aksellast inkludert dynamisk faktor:

$$Q_{vkmaksdyn} = 0,77 * 269 \text{ kN} = 207 \text{ kN}$$

Maks statisk aksellast:

$$Q_{vkmaks} = 0,77 * 250 \text{ kN} = 193 \text{ kN} = 19,3 \text{ t}$$

→ Den største aksellasten som er mulig uten at tverrbæreren ryker er 193 kN

### 5.10.3 KONKLUSJON VEDRØRENDE MAKSIMALE AKSELLASTER

Knekking av overgurt gir maks aksellast:  $235 \text{ kN} \approx 23,5 \text{ tonn}$

Maks bøyespenning i tverrbærer gir maks aksellast:  $193 \text{ kN} \approx 19,3 \text{ tonn}$

For Eidselva Bru er det altså tverrbærerne som framstår som det mest kritiske punktet.

**Tabell 29** viser et utdrag av Jernbaneverkets Regelverk for aksellaster for diverse tog [10].

Eidselva bru har overbygningsklasse a eller b. Som man kan se er nominell aksellast for vogner i persontog 16-18 tonn og største nominelle aksellast for godstog 22,5 tonn.

Godstog med aksellast 22,5 t har maks hastighet 30 km/t. Dette innebærer at det dynamiske tillegget som er beregnet for Eidselva Bru blir urelevant, og maks aksellast begrenses av den statiske effekten alene:

$$Q_{vkmaksdyn} = 207 \text{ kN} = 20,7 \text{ t}$$

→ Med dette står man igjen med en differanse på  $22,5 \text{ t} - 20,7 \text{ t} = 1,8 \text{ t}$ . Med mer eksplisitt informasjon om strekningen, er det mulig at maks aksellast fra godstog kan reduseres ytterligere.

Tabell 29: Maks aksellaster og hastigheter for ulike overbygningsklasser

Over- bygnings- klasse	Vogner i persontog		Motorvognsett		Godstog/arbeidsmaskiner	
	Nominell aksellast (tonn)	Maks hastighet (km/h)	Nominell aksellast (tonn)	Maks hastighet (km/h)	Nominell aksellast (tonn)	Maks hastighet (km/h)
a	16	90	16	90	22,5 16,5	30 70
b	18	100	18	100	22,5 20,5 18	30 70 80
c	18	160	20,5 18	130 160	22,5 20,5 18	80 90 100
c+	18	160	20,5	160	24 <sup>1</sup> 22,5 18	50 90 110
d	18	230	20,5 20 18 17	160 200 250 300	25 22,5 18	70 100 110
Ofo- banen	18	130	20,5	130	30 22,5	50 70

---

## 5.11 OPPSUMMERING OG KONKLUSJON EIDSELVA BRU

---

Eidselva Bru bærer preg av å være prosjektert for en annen tid. Lastmodell 71 har nesten 40% høyere aksellaster enn Lastmodell 32B, og dette er nok til at flere av bruas elementer per definisjon er overbelastet. Tverrbærerne sliter når bremselast og vertikallast settes på samtidig, og overgurtene sliter på grunn av mangel på avstivning i horisontalretning.

En reduksjon av trekk-/bremsekraften gir et finere resultat for tverrbæreren, og inkludering av tverravstivning øker kapasiteten til overgurtene betraktelig. Det kontrollerte knutepunktet har nok kapasitet basert på arbeidstegningene, men det er grunn til å være oppmerksom på rust og andre vedlikeholdsrelaterte problemer.

Som presentert tidligere er Jernbaneverket i full gang med å gjøre vedlikehold på de eldste stålbruene, noe som i stor grad vil oppgradere bruene opp til den standarden de ble bygget etter. Beregningene av Eidselva Bru er basert på arbeidstegningene til brua, og kapasitetsutnyttelsene er således et resultat av fullstendige tverrsnitt og riktig antall nagler. Det bør derfor videre vurderes om korrosjon og slitasje har redusert kapasiteten ytterligere.

Regjeringen sier de vil prioritere utbedringer som vil legge til rette for mer godstrafikk på Sørlandsbanen. Hvis dette skal skje, bør man vite at de eksisterende bruene er kapable til å motta denne økningen. Det er 38 stålbruer bygd mellom 1932 og 1958 på Sørlandsbanen, og disse er sannsynligvis prosjektert etter samme lastmodell som Eidselva Bru. Det er ingenting som tilsier at Eidselva Bru er representativ for alle disse bruene, men overskridelsene er et godt argument for å gjennomføre kapasitetsanalyser i tillegg til det pågående vedlikeholdsarbeidet.

## 6 ENDELIG KONKLUSJON

---

Både kontroll av Trolldalen Viadukt og Eidselva Bru viser at bruene er i grenseland i forhold til kapasitetsutnyttelse. Trolldalen Viadukt er sensitiv mot høye horisontalkrefter, og da spesielt torsjonsmomentet som må tas opp av brudekket. For Eidselva Bru er det kombinasjonen av vertikallaster og bremsekrefter som skaper den høyeste utnyttelsesgraden, i tillegg til at det råder en viss tvil om det er tilstrekkelig avstivning av overgurten. Generelt for begge bruene er at de har mer eller mindre jevn overflatekorrosjon, og stedvis har rusten gjort ytterligere skade i form av hull og groptæring.

En av hovedgrunnene til at disse bruene ble valgt for videre analyse er at de er representative for mange bruer i det norske jernbanenettet. Selv om små variasjoner i profildimensjoner og spennlengder kan ha stor effekt på kapasiteten, er det rimelig å anta at resultatene fra disse bruene kan være en pekepinn på statusen til øvrige, lignende, bruer.

Det kan argumenteres for at Trolldalen Viadukt og Eidselva Bru er "gode nok" inntil videre, men at de ikke er bruer for fremtiden. Lastmodell 71 har vært i bruk i 40 år, og med stadig økning av laster, hastighet og hyppighet vil det komme et tidspunkt hvor denne bør karakteriseres som utdatert. Denne rapporten har tatt for seg eldre stålbruer, og resultatene reflekterer derfor i stor grad en på forhånd "utsatt" gruppe. Gruppen er likevel stor, og sett i sammenheng med resultatene fra denne rapporten, er det sannsynlig at mange flere burde gjennomgå lignende konstruksjonsanalyser.

Parallelt til diskusjonen rundt bruenes tilstand, gir også klimaendringene nye utfordringer. Stadig flere brudd på grunn av jordras, flom og andre væravhengige hendelser vil kunne skape mistillit til jernbanen som transportform. Jernbanen er avhengig av å kunne gi et stabilt tilbud hvis transportnæringen og passasjerer skal fortsette å velge tog som framkomstmåte. Jernbaneverkets visjoner for fremtiden er at de skal være den foretrukne transportmetoden for både mennesker og gods, og at de skal bidra til å skape en sikrere og mindre miljøskadelig transport. Hvis virkeligheten skal reflektere visjonene, er det alfa omega å ha en brupark som ikke bare er god nok for dagens krav, men som også kan møte kravene som fremtiden bringer. Et stadig større etterslep vil bli et nasjonalt problem, og uten omfattende opprustning vil jernbanen stagnere og bevege seg bort fra en visjonær fremtid.

Jernbanen er i mange situasjoner den beste løsningen for både folk og gods. Et stabilt, trygt og effektivt tilbud har dermed positive ringvirkninger både for mennesker på individnivå og for samfunnet som helhet. Investering i dag er derfor gevinst i fremtiden.



## 7 BIBLIOGRAFI

---

- [1] Jernbaneverket. (2014, Jan.) Riksrevisjonen og jernbanebruer. [Online].  
<http://www.jernbaneverket.no/no/Nyheter/Nyhetsarkiv/2011/Riksrevisjonen-og-jernbanebruer/>
- [2] Nærings- og handelsdepartementet. (2013, June) regjeringen.no. [Online].  
<http://www.regjeringen.no/pages/38356309/PDFS/STM201220130039000DDDPDFS.pdf>
- [3] Per Ivar Nikolaisen. (2014, Apr.) Teknisk Ukeblad. [Online].  
<http://www.tu.no/bygg/2014/04/16/snart-rives-en-av-norges-eldste-stalbruer>
- [4] Jernbaneverket. (2012, Oct.) Slik fungerer jernbanen. [Online].  
<http://www.jernbaneverket.no/PageFiles/28193/Slik%20fungerer%20jernbanen%20versjon%20191213.pdf>
- [5] Jernbaneverket. (2008, June) Historisk oversikt. [Online].  
<http://www.jernbaneverket.no/no/Jernbanen/Historie1/Historisk-oversikt-jernbanen-i-Norge/>
- [6] Jernbaneverket. (2013, July) Jernbanestatistikk 2012. [Online].  
<http://www.jernbaneverket.no/PageFiles/25055/Jernbanestatistikk%202012.pdf>
- [7] Jernbaneverket. Bruer/Vedlikehold/Generelle tekniske krav/Spesialinspeksjon. [Online].  
[https://trv.jbv.no/wiki/Bruer/Vedlikehold/Generelle\\_tekniske\\_krav/Spesialinspeksjon](https://trv.jbv.no/wiki/Bruer/Vedlikehold/Generelle_tekniske_krav/Spesialinspeksjon)
- [8] Rambøll, "Vedlikeholdsbehov jernbanebruer," 2009.
- [9] Jernbaneverket. (2013, Apr.) Store og viktige jernbaneprosjekter får plass i Nasjonal Transportplan. [Online]. <http://www.jernbaneverket.no/no/Prosjekter/Nasjonalt-transportplan/Store-og-viktige-jernbaneprosjekter-far-plass-i-Nasjonalt-transportplan/>
- [10] Jernbaneverket. Teknisk Regelverk: Overbygning/Prosjektering/Sporets trasé. [Online]. [http://trv.jbv.no/wiki/Overbygning/Prosjektering/Sporets\\_tras%C3%A9](http://trv.jbv.no/wiki/Overbygning/Prosjektering/Sporets_tras%C3%A9)
- [11] Thor Bjerke, *Banedata 2013.*, vol. 2013.
- [12] Jernbaneverket, "Databaseutdrag: oversikt alle bruer knyttet opp mot Jernbanen," 2014.
- [13] Morten Kielland. [Online].  
[http://mortenkielland.blogspot.no/2011\\_01\\_01\\_archive.html](http://mortenkielland.blogspot.no/2011_01_01_archive.html)
- [14] Njål Svingheim. [Online].  
<http://www.jernbaneverket.no/no/Nyheter/Nyhetsarkiv/2010/Vestfoldbanen-Drammen--Kobbervik-fornyes/>
- [15] Jernbaneverket. [Online].  
<http://www.jernbaneverket.no/no/Jernbanen/Historie1/Historisk-oversikt-jernbanen-i-Norge/>
- [16] Jernbaneverket. (2012, Sep.) Elektrifisering og storutbygging Trondheim - Steinkjer. [Online].  
<http://www.jernbaneverket.no/no/Nyheter/Nyhetsarkiv/2012/Elektrifisering-og-storutbygging-Trondheim---Steinkjer/>

- [17] Store norske leksikon. Bro. [Online]. <http://snl.no/bro>
- [18] Jernbaneverket, "Hovedinspeksjon av bruer i Region Nord 2008: Trolldalen Viadukt," 2008.
- [19] Store Norske Leksikon. Sørlandsbanen. [Online]. <http://snl.no/S%C3%B8rlandsbanen>
- [20] Regjeringen. (2014, Apr.) NTP: Fylkesvis oversikt - forslag og tiltak for veg, jernbane, luftfart og kollektivtransport. [Online].  
<http://www.regjeringen.no/nb/dokumentarkiv/stoltenberg-ii/sd/Nyheter-og-pressemeldinger/pressemeldinger/2013/ntp-fylkesvis-oversikt--forslag-og-tilta.html?id=722813>
- [21] Regjeringen Pressemelding. (2014, Mar.) Samferdselsministeren bestiller utredning for sammenkobling av Vestfoldsbanen og Sørlandsbanen. [Online].  
<http://www.regjeringen.no/nb/dep/sd/pressemeldinger/pressemeldinger/2014/Samferdselsministeren-bestiller-utredning-for-sammenkobling-av-Vestfoldsbanen-og-Sorlandsbanen.html?id=753258>
- [22] Jernbaneverket. (2012, May) Bruer må vedlikeholdes. [Online].  
<http://www.jernbaneverket.no/no/Prosjekter/Prosjekter/Vedlikeholdsprosjekter/Vedlikeholds--og-fornyelsesprosjekter-Ostlandsområdet-utenom-Stor-Oslo/Bruer-ma-vedlikeholdes/>
- [23] Thomas Marcovic. Bru over Eidselva. [Online].  
<http://markovic.priv.no/bilder/Norge/Jernbane/Stasjoner/Normalspor/S%C3%B8rlandsbanen,%20Kr.sand-Stavanger/Bru%20over%20Eidselva/index.html>
- [24] Jernbaneverket, "Hovedinspeksjon Eidselva Bru 2013," 2013.
- [25] Jernbaneverket. Teknisk Regelverk, 525: Bruer/Prosjektering og bygging. [Online].  
[https://trv.jbv.no/wiki/Bruer/Prosjektering\\_og\\_bygging](https://trv.jbv.no/wiki/Bruer/Prosjektering_og_bygging)
- [26] Standard Norge, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 2: Trafikklast på bruer (NS-EN 1991-2:2003+NA:2010).
- [27] Standard Norge, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1990:2002+NA:2010).
- [28] Standard Norge. Endringsblad A1, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner (NS-EN 1900:2002/A1:2005+NA:2010).
- [29] Arne Vik, "Laster på jernbanebruer," Jernbaneverket,.
- [30] Statens Vegvesen, Håndbok 238, 2003.
- [31] Store Norske Leksikon. Betong. [Online]. <http://snl.no/betong>
- [32] Moelven. Tekniske Data. [Online].  
<http://media.byggjeneste.no/media/dokument/167222>
- [33] Fritjov Irgens, *Formelsamling i mekanikk*, 3rd ed.
- [34] Standard Norge, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-3: Allmenne laster. Snølaster. NS – EN 1991-1-3:2003+NA:2008.
- [35] Standard Norge, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4 Allmenne laster - vindlaster (NS-EN 1991-1-4:2005+NA2009).
- [36] Per Kristian Larsen, *Dimensjonering av stålkonstruksjoner*, 2nd ed., 1990.
- [37] CSI America. About SAP2000. [Online]. <http://www.csiamerica.com/products/sap2000>
- [38] CSI America. About CSI America. [Online]. <http://www.csiamerica.com/about>

- 
- [39] Standard Norge, *Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-1: Allmenne regler.*, 1990.
- [40] Standard Norge, Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-5: Plater påkjent i plateplanet (NS-EN 1993-1-5\_2006+NA:2009).
- [41] Atlas Model Railroad co. inc. [Online]. <http://www.atlaso.com/odeckgirderbridge.htm>
- [42] Nordisk familjebok. (1876) Konversationslexicon och Realencyklopedi. [Online]. <http://runeberg.org/nfco/0178.html>
- [43] Stålbyggnadsinstitutet. Differdinger Brädflensig balk. [Online]. [www.sbi.se/](http://www.sbi.se/)
- [44] Norconsult, "Beregningsrapport Trolldalen Viadukt," 2009.
- [45] Standard Norge, Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner, Del 1-8: Knutepunkter og forbindelser (NS-EN 1993-1-8\_2005+NA:2009).
- [46] Jernbaneverket, Normaler for Klinkenagler og Pakkeringe, 1894.
- [47] Jernbaneverket, "Befaring bru over Eidselva," 2013.
- [48] Anders Rønnquist, "Formelark i TKT4201 Konstruksjonsdynamikk,".

# 8 VEDLEGG

## 8.1 VEDLEGG A: Lastmodell 1899

Lokomotiv 78 ton, Tender 117 ton, 39 ton, 6.4 m, 17.7 m, 3.0 m, 1.5, 1.2, 1.4, 1.4, 2.6, 1.4, 1.6, 1.6, 1.8, akseltryk.

båner av 1899. Ny normal nr. 145\*

6.65 m

Tabellen er utregnet pr. bæreavng.

**Belastningstog:**  
2 lokomotiver og ensidig tilkoblede vogne med vekt pr. l. m. bro = 5 ton.

**Anm. For smaa spændvidder blir at regne som belastning kun de 4 drivhjulaksler, hvorav den ene (ugunstigste) antas forhøiet til 18 ton, - dog un forsaavidt denne belastningsmaate gir ugunstige værdier end det skisserte lokomotiv.**

**Fastsat ved ørb.depts skr. til st. av 21. 99. Vognparkens vekt forøket fra 3,6 til 5 ton pr. l. m. bro ved kgl. res. 4/10, st. prp. nr. 1. 1910 pag. 76, indst. 5 xiv B. pag. 37**

Spr. m.	Max. mom. i midten ton m.	kg pr. l. m.	Transversalkraft v. oplager kg.	kg. pr. l. m.	Max. tr. kr. v. m. kg.	br. l. m.	M. f. m.	G. ±		
1	2,25	18000	9000	18000	4500	36000	2,81	11,25		
15	3,375	12000	9533	12711	4500	24000	4,22	11,25		
2	4,5	9000	11400	11400	4500	18000	5,63	12,38		
25	5,765	7379	12520	10016	4500	14400	7,03	14,40		
3	7,765	6902	13800	9200	4767	12712	8,44	15,75		
35	10,675	6971	14400	8229	5300	12114	10,86	16,71		
4	13,8	6900	16650	8325	5700	11400	13,51	17,44		
5	20,05	6416	19560	7824	6260	10016	18,91	18,90		
6	27,75	6167	21800	7267	7278	6900	24,38	21,38		
7	35,9	5861	23400	2374	6686	6715	7700	32,24	23,79	
8	45,45	5681	24600	25625	6150	6406	8300	40,67	25,44	
9	53,2	5452	26200	27111	5822	6025	9033	8029	50,06	28,50
10	64,95	5196	27675	28300	5535	5660	9780	7828	61,03	30,15
11	74,7	4939	29295	29545	5326	5372	10391	7557	72,05	31,5
12	84,45	4692	31042		5174		10900	7267	83,11	32,4
13	94,2	4459	32692		5030		11353	6973	94,2	33,58
14	105,45	4304	34536		4934		11700	6686	105,31	34,68
15	117,5	4178	36133		4818		12020	6411	116,44	36,12
16	130,5	4078	37528	37625	4691	4703	12300	6150	127,58	37,77
17	144,5	4000	38762	39029	4560	4592	12724	5988	138,74	37,52
18	159	3926	39975	40417	4442	4491	13100	5822	150	41,2
19	174	3856	41318	42289	4348	4451	13437	5658	164	42,8
20	190	3800	42848	44075	4285	4408	13838	5535	178	44,5
22	224	3702	46143	47273	4195	4298	14648	5327	214	47,8
24	265	3653	49956	50625	4163	4219	15313	5171	253	51,1
26	303	3586	53613	54231	4124	4172	16344	5030	293	54,4
28	345	3577	56888	57321	4083	4094	17266	4933	338	57,7
30	395	3511	60333		4022		18067	4818	387	61,0
32	447	3489	63750		3984		18764	4691	437	64,3
34	500	3457	66902		3935		19381	4560	492	67,6
36	556	3434	70044		3891		19988	4442	549	70,9
38	616	3410	73123		3849		20659	4349	612	74,2
40	679	3393	76142		3807		21424	4285	675	77,5
42	745	3379	79111		3767		22230	4234	742	80,9
44	814	3363	82038		3729		23072	4195	813	84,2
46	884	3342	84930		3693		24014	4176	889	87,5
48	955	3317	87785		3658		24978	4163	965	90,9
50	1029	3292	90613		3625		25929	4148	1047	94,1
55	1220	3227	97580		3548		28015	4075	1263	102,9
60	1420	3156	104428		3481		30123	4016	1501	110,9
65	1632	3090	111183		3421		32246	3969	1758	118,9
70	1852	3023	117867		3368		34242	3913	2036	127,9
75	2083	2963	124492		3320		36180	3859	2335	135,9
80	2331	2914	131071		3277		38071	3807	2656	143,9
85	2595	2873	137611		3238		39923	3757	2995	151,9
90	2869	2833	144119		3203		41744	3711	3350	160,9
95	3154	2796	150599		3171		43537	3666		
100	3458	2767	157057		3141		45307	3625		
105	3779	2742	163495		3114		47057	3585		
110	4115	2720	169915		3089		48790	3548		
115	4466	2702	176321		3066		50508	3514		
120	4833	2685	182714		3045		52214	3481		

\* Tallene i disse rubriker angir transversalkraft for første hjul over oplager.

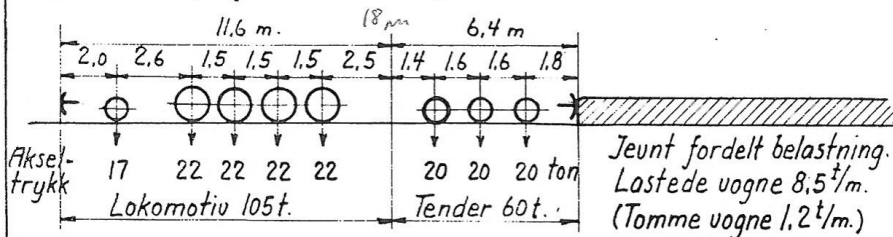
## 8.2 VEDLEGG B: Lastmodell 1932 A OG B

- 2 -

### Belastningstog

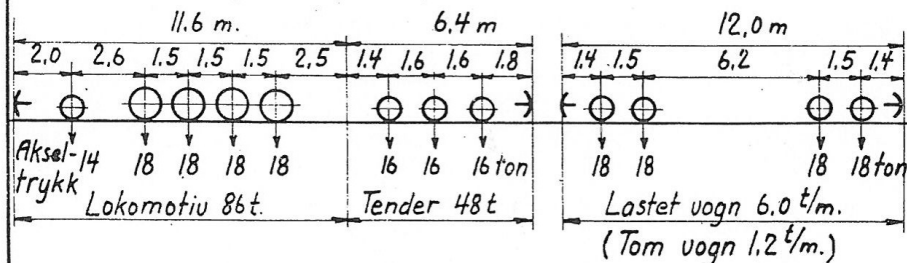
#### Belastningstog Type A.

2 lokomotiver med tendere og en sammenhengende rekke av vogner med følgende vekter og mål:



#### Belastningstog Type B.

2 lokomotiver med tendere og en sammenhengende rekke av vogner med følgende vekter og mål:



Hvis en lastgruppe bestående av kun et lokomotiv uten tender med eller uten løpehjul, men med et (det ugunstigste) drivakseltrykk forhøyet til 20t, gir ugunstigere verdier enn det angitte belastningstog, så skal denne lastgruppe legges til grunn for beregningen.

#### For begge belastningstog gjelder:

Belastningstog skal oppstilles på den i hvert enkelt tilfelle ugunstigste måte. Lokomotivene (med tendere) kan plasseres såvel begge i den ene som et i hver ende av toget og med vilkårlig retning i forhold til hinanden og til vognrekken, som kan sammensettes av lastede og tomme vogner i vilkårlig rekkefølge. Når et lokomotivs løpehjul står først eller sist i toget skal det sløyfes i beregningen hvis togbelastningens virkning derved økes. Toget kan avkortes vilkårlig inntil å bestå kun av et lok. uten tender med eller uten løpehjul.

### 8.3 VEDLEGG C: Lastmodell 1958

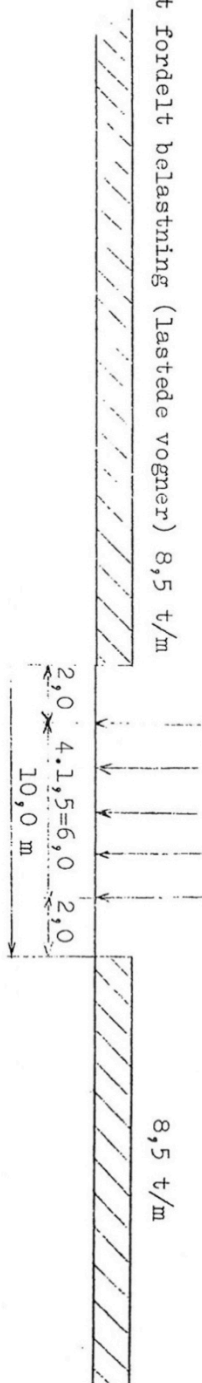
BELASTNINGSTOG 1958

Plansje 1

Tømt belastet bru:

Jevnt fordelt belastning (lastede vogner) 8,5 t/m

Akseltrykk: 5.22=110 t

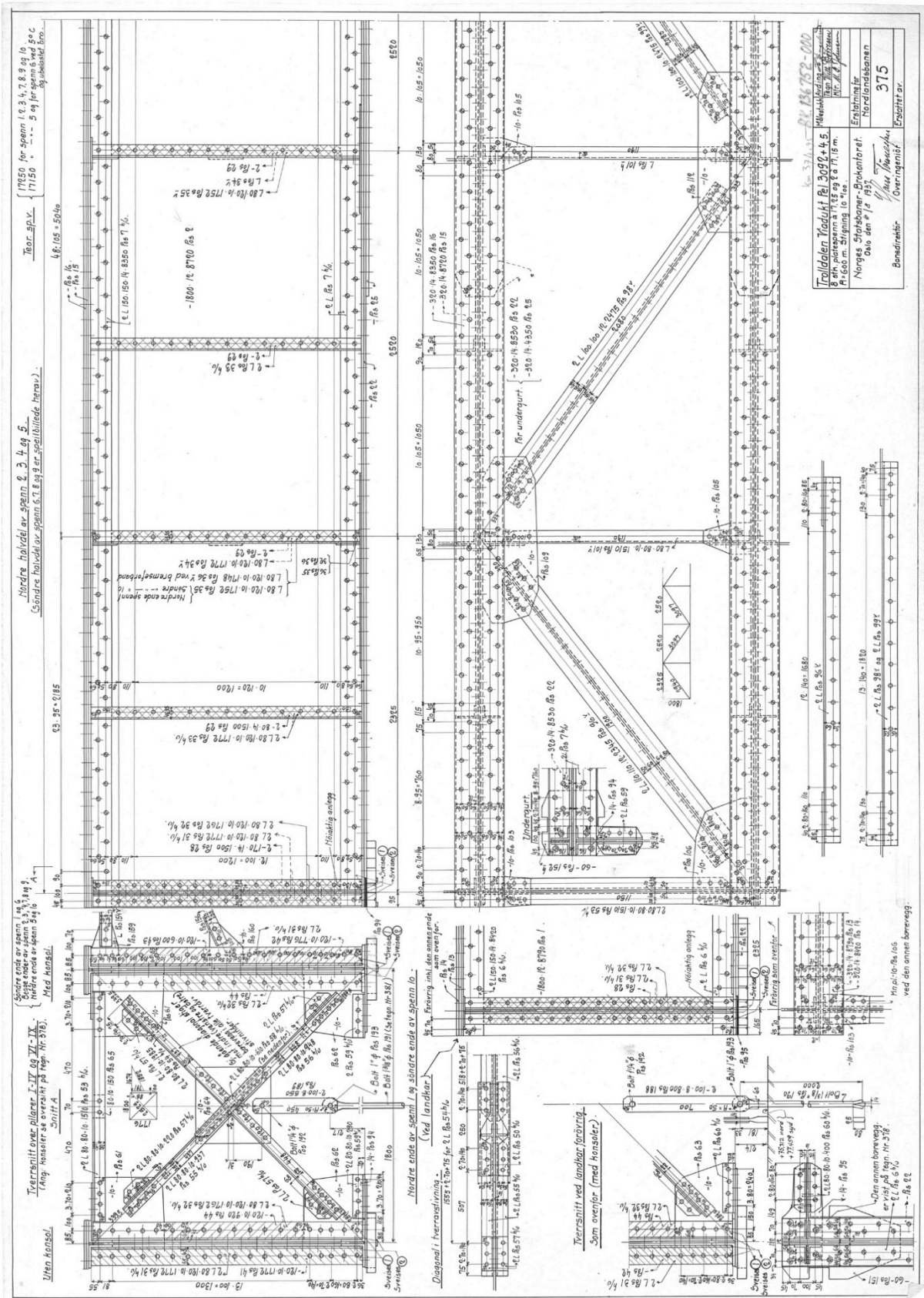


lett belastet bru:

Jevnt fordelt belastning (tomme vogner) 1,2 t/m

Belastningstogget skal oppstilles på den måte som er ugunstigst i hvert enkelt tilfelle. Toget kan avkortes vilkårlig, og kan bestå av lastede og tomme vogner i vilkårlig rekkefølge og av vilkårlig lengde, men kan ikke deles opp i helt adskilte deler.



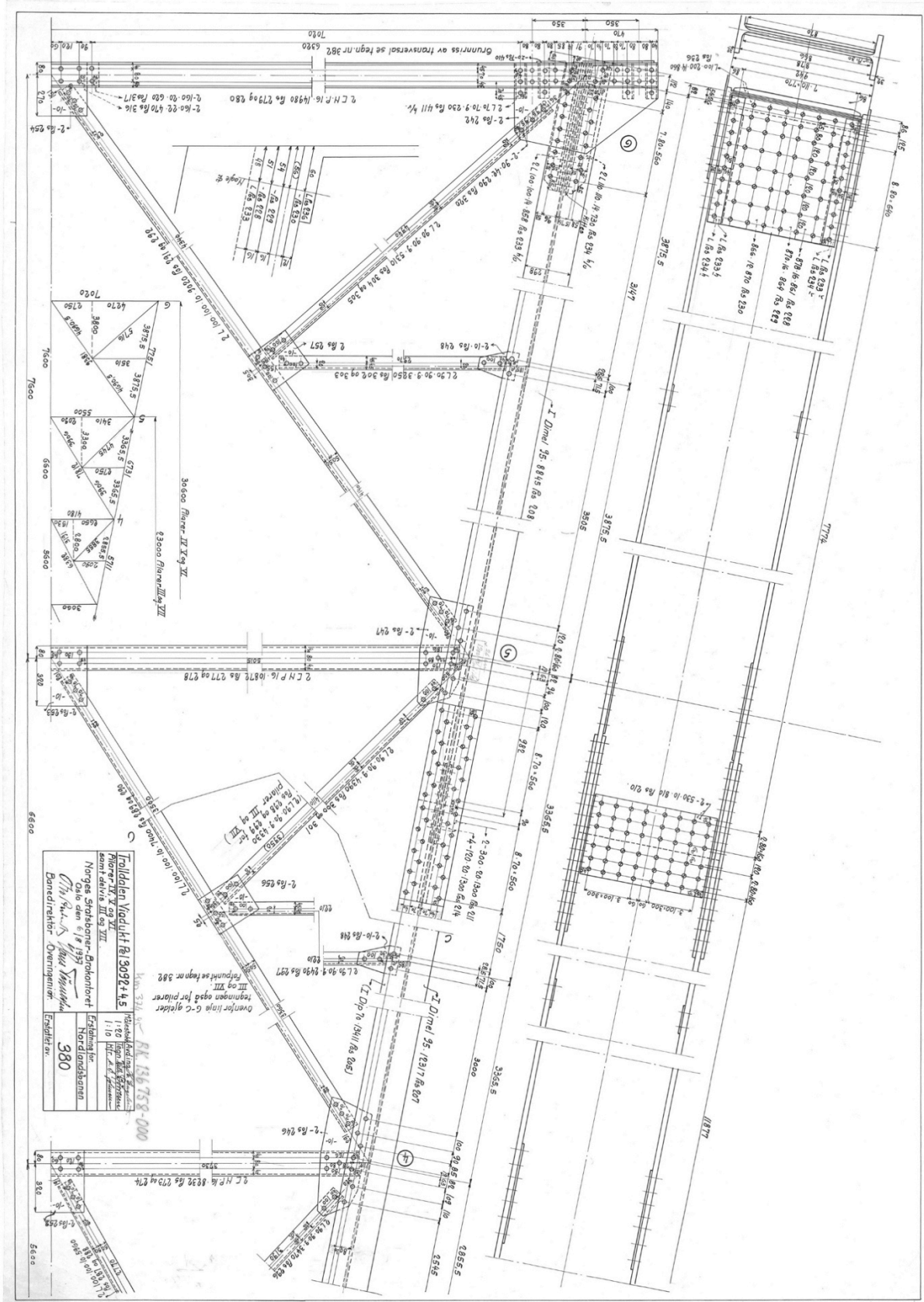


TR 15.150-000

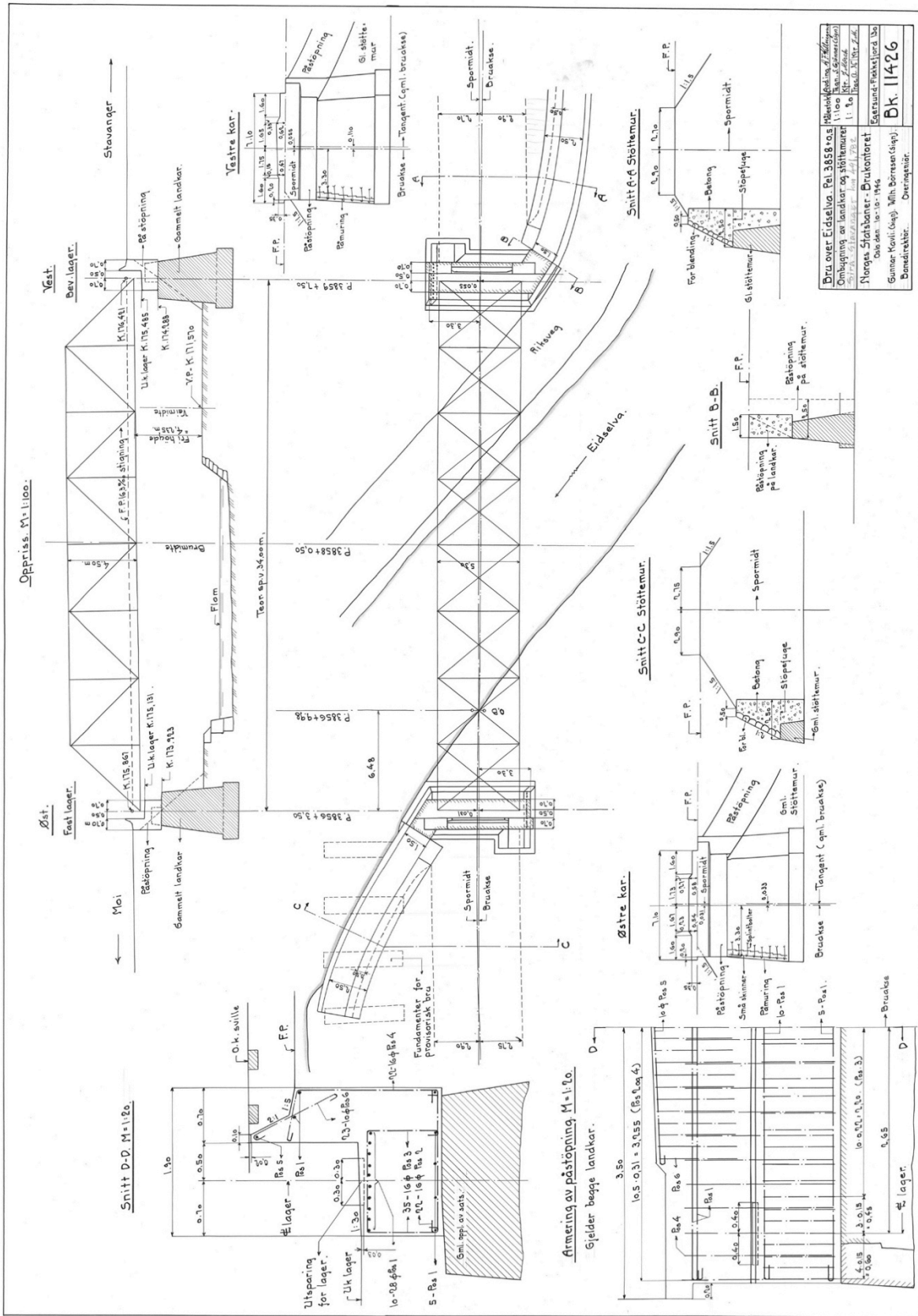
**Tullstaden Traktør Rej 3002445**  
Mekanismen er en pansersprøytmaskin med en arbeidsbredde på 11,15 m og en arbeidsdybde på 17,15 m.  
Hovedsakelig bygget av stål.  
Hovedsakelig bygget av stål.  
Hovedsakelig bygget av stål.  
Hovedsakelig bygget av stål.

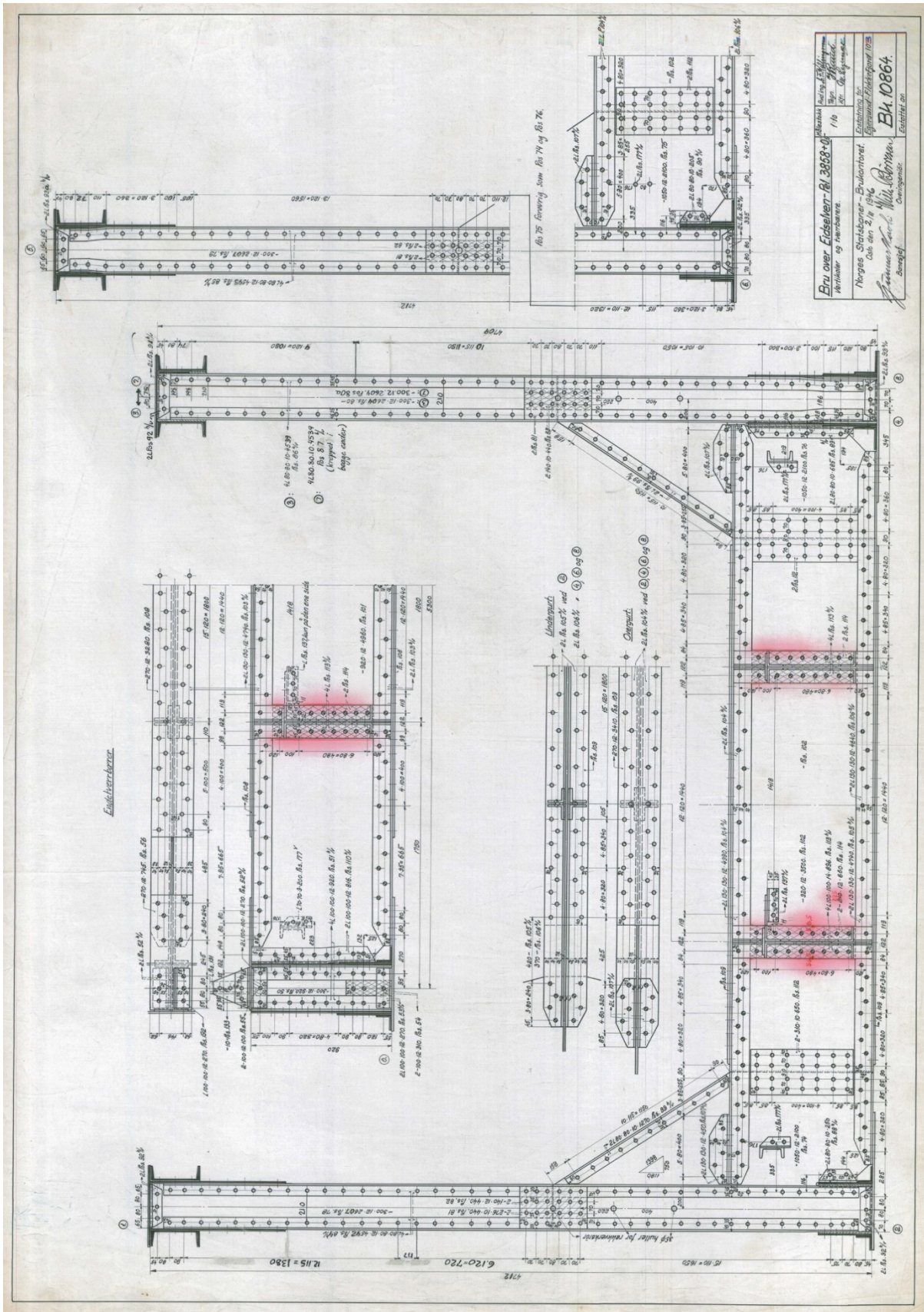
Erkjent av	Erkjent av
Handlingsmannen	Handlingsmannen
315	315
Overingeniør	Overingeniør
Erkjent av	Erkjent av





# 8.5 VEDLEGG E: Arbeidstegninger Eidselva Bru





**Bygningens Navn:** Erlingstuen, 1884  
**Bygningens Art:** Skole  
**Bygningens Adresse:** N. 116, Oslo

---

**Bygningens Eier:** Statens Skolevesen  
**Bygningens Arkitekt:** Erlingstuen, 1884  
**Bygningens Byggeskjema:** 1884

---

**Bygningens Byggeskjema:** 1884  
**Bygningens Byggeskjema:** 1884  
**Bygningens Byggeskjema:** 1884