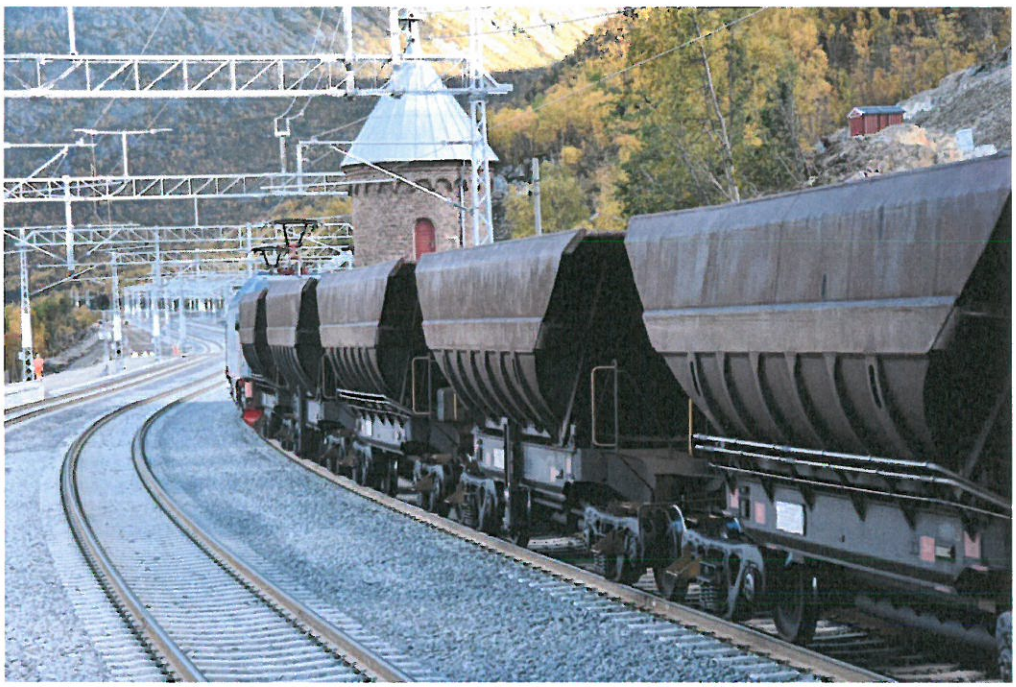
# PRØVEKJØRING MED 32,5 TONNS AKSELLAST

# OFOTBANEN

## Hovedrapport



| | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|
| 01A | Oppdateringer mhp. fyllinger, signal og overbygning. | 08.06.2017 | [signature] | [signature] | [signature] |
| 00A | | 17.01.2017 | | | |
| Rev. | Revisjonen gjelder | Dato | Utarb. av | Kontr. av | Godkj. av |

| | | | |
|---|---|---|---|
| **Ofotbanen Narvik havn – Vassijaure**<br>**Narvik st. - Riksgrensen**<br>**Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast**<br>**Hovedrapport** | Ant. sider<br>**71** | Fritekst 1d | |
| | | Fritekst 2d | |
| | | Fritekst 3d | |
| | Produsent | | |
| | Prod. dok. nr. | | |
| | Erstatning for | | |
| | Erstattet av | | |
| **Prosjektnr.: 224688** | Dokument nr.<br>**IUP-00A-18720** | | Rev.<br>**01A** |
| **Jernbaneverket** | Dokument nr. | | Rev. |

**SAMMENDRAG** ..... **6**

**1 INNLEDNING** ..... **11**

**2 OVERBYGNING** ..... **13**

2.1 HJUL-SKINNE KONTAKTMEKANIKK ..... 13
2.2 VOGNDYNAMIKK, SPORDYNAMIKK, SIMULERING, SPORKRAFTMÅLINGER, AKTUELLE NORMER ..... 14
2.3 BEREGNING AV SKINNESPENNINGER ..... 18
2.4 BETONGSVILLER FOR 32,5 TONN AKSELLAST ..... 21
*2.4.1 Belastning på betongsville JBV 60* ..... *21*
2.5 BELASTNING PÅ BEFESTIGELSEN ..... 22
2.6 STØT- OG SLAGKREFTER VED LASKEDE SKJØTER, HJULSLAG OG SVEISESKJØTER ..... 25
2.7 ANALYSE AV IKKE OPPKJØRBAR SPORVEKSEL RELATERT TIL HENDELSE PÅ OFOTBANEN ..... 26
2.8 BREMSEKRAFT FOR OPPRETTHOLDELSE AV KONSTANT HASTIGHET ..... 28
*2.8.1 Bremsing med blokkbremser* ..... *28*
*2.8.2 Bremsing med El-dynamisk brems fra lokomotiv* ..... *29*
2.9 BREMSEKRAFT FOR NEDBREMSING TIL FULL STOPP I NORMAL TRAFIKK ..... 29
2.10 BREMSEKRAFT FOR NEDBREMSING TIL FULL STOPP VED NØDBREMS I TEST ..... 29
2.11 VURDERING AV SKINNEVANDRING VED BREMSING ..... 31
*2.11.1 Framføring i konstant hastighet (ikke El-dynamisk brems)* ..... *32*
*2.11.2 Framføring i bremset tilstand til full stopp ved blokkbremsing* ..... *33*
*2.11.3 Antakelse om kritisk tilstand mht. adhesjonskoeffisient for nedbremsing til full stopp ved blokkbremsing* ..... *33*
*2.11.4 Adhesjonsforhold med EL-dynamisk brems fra lokomotiv* ..... *34*
*2.11.5 Konsekvenser for nedbremsing til full stopp i kurver og overgangskurver* ..... *35*
*2.11.6 Konklusjon* ..... *36*
2.12 RAPPORT FRA SWECO ..... 36
2.13 OVERVÅKNING OG VEDLIKEHOLD AV OVERBYGNING ..... 37
*2.13.1 Generelt* ..... *37*
*2.13.2 Prosjekt NORSK* ..... *38*
*2.13.3 Foredrag fra TRANSNET på IHHA 2011 i Calgary* ..... *39*
*2.13.4 Vedlikehold av overbygning på Ofotbanen* ..... *41*

**3 BRUER** ..... **45**

3.1 INNLEDNING ..... 45
3.2 KONTROLLBEREGNING AV BETONGBRUER ..... 46
*3.2.1 Betongbruer på Ofotbanen* ..... *46*
*3.2.2 Beregningsgrunnlag* ..... *46*
*3.2.3 Beregninger* ..... *48*
*3.2.4 Beregningsresultater* ..... *48*
3.3 KONTROLLBEREGNING AV STEINHVELVBRUER ..... 51
*3.3.1 Steinhvelvbruer på Ofotbanen* ..... *51*
*3.3.2 Beregningsgrunnlag* ..... *51*
*3.3.3 Beregningsmetode* ..... *52*
3.3.3.1 Beregning av hvelv med 3,0 m lysåpning ..... 52
3.3.3.2 Beregning av hvelv med 4,0 m lysåpning ..... 52
*3.3.4 Resultater* ..... *53*
3.4 KONKLUSJON ..... 54
3.5 VIDERE ARBEID ..... 56

**4 UNDERBYGNING** ..... **57**

4.1 INNLEDNING ..... 57
4.2 GRUNNLAG ..... 57
*4.2.1 Prosjekt 30 tonn* ..... *57*
*4.2.2 Prosjekt 40 tonn* ..... *57*
*4.2.3 Stabilitet med tyngre lokomotiver på Flåmsbana* ..... *57*
4.3 GRUNNFORHOLD ..... 57
4.4 UTFØRTE UNDERSØKELSER OG VURDERINGER ..... 58
*4.4.1 Forutsetninger* ..... *58*

*4.4.2 Fyllinger og støttemurer ... 58*
*4.4.3 Drenering og stikkrenner ... 59*
4.4.3.1 Tilstand ... 59
4.4.3.2 Bæreevne ... 59
4.4.3.3 Kapasitet ... 59
4.5 ANBEFALTE TILTAK ... 60
*4.5.1 Fyllinger og støttemurer ... 60*
*4.5.2 Drenering og stikkrenner ... 60*

**5 SIGNAL / TELE ... 61**

5.1 INNLEDNING ... 61
5.2 SIGNALANLEGG ... 61
*5.2.1 Strømtrekk ... 61*
*5.2.2 ATC og bremsekurver ... 62*
*5.2.3 Nødbrems ... 62*
5.3 TELEANLEGG ... 63
*5.3.1 Telekabel ... 63*
*5.3.2 GSM-R signaler i tunnel ... 64*
5.4 GJENSTÅENDE AKTIVITETER ... 64
5.5 KONKLUSJONER ... 64
5.6 BEGREPSFORKLARINGER ... 64

**6 BANESTRØM / KONTAKTLEDNING ... 65**

**7 KOSTNADER ... 67**

**8 RAMS ... 69**

**9 KONKLUSJONER ... 70**

**10 REFERANSER ... 71**

## TABELLER

Tabell 2.1.A: Hjulprofil for vogner og skinneprofil for ulike sporgeometrier på Ofotbanen ..... 13
Tabell 2.1.B: Forhold mellom normalkraft, eventuelt vertikalkraft, økning i kraften (faktor) og økning i maksimal spenning i prosent ..... 13
Tabell 2.1.C: Parametere for vurdering av økning av aksellast fra 30,0 tonn til 32,5 tonn på Ofotbanen i en global vurdering..... 14
Tabell 2.2.A: Grenseverdier og målte verdier iht. vurdering i relaterte frekvenser i samsvar med EN 14363 og UIC 518 ..... 17
Tabell 2.4.A: Dimensjoneringskriterier for betongsville JBV 60 ..... 21
Tabell 2.6.A: P1 og P2 krefter og tiltak som må iverksettes..... 25
Tabell 2.10.A: Verdier på relevante parametere ved bremseprøving i tabell 4 i [12] ..... 29
Tabell 2.12.A: Krafter och laster från spårkraftsmätaren i Sävast, nedersta raden visar medel av alla dagars maxvärden..... 37
Tabell 2.13.A Kilder og innflytelse på grunn av sporruhet (British Rail Research i en NBIU forelesning, tekst oversatt til norsk) ..... 41
Tabell 2.13.B: Forventet vedlikehold for store kurveradier i prøveperioden..... 43
Tabell 2.13.C: Forventet vedlikehold for mellomstore kurveradier i prøveperioden ..... 44
Tabell 2.13.D: Forventet vedlikehold for små kurveradier i prøveperioden..... 44
Tabell 3.1.A: Oversikt over bruer på Ofotbanen ..... 45
Tabell 3.2.A: Materialfaktorer..... 47
Tabell 3.2.B: Lastfaktorer..... 47
Tabell 3.2.C Beregningsresultater for Bro 1 og Bro 2 over Norddalen..... 48
Tabell 3.2.D: Beregningsresultater for Grunstad bro ..... 49
Tabell 3.3.A: Resultater Statisk beregning med 3,0 m spennvidde ..... 53
Tabell 3.3.B: Resultater Statisk beregnning for 4,0 m spennvidde ..... 54
Tabell 3.4.A: Økning i bøyemoment og skjærkraft for Bro 1 og Bro 2 over Norddalen ..... 55
Tabell 3.4.B: Kontroll av utmatting mot skjærkraft for Grunstad bro ..... 55
Tabell 3.4.C: Utnyttelsesgrad av steinhvelvbruenes kapasitet..... 55
Tabell 3.5.A: Skjærkraftkapasitet med forskjellig standarder ..... 56
Tabell 5.2.A: *Avstander for avsporingsindikator, forsignal, hovedsignal og til stokkskinneskjøt Ofotbanen 2016. (A retning er fra Oslo og B retning er mot Oslo. Forkortelsene betyr: Ai – avsporingsindikator, Fs – Forsignal, Hs – Hovedsignal, SSV – Stokkskinneskjøt i sporveksel)*..... 63
Tabell 5.6.A: Begrepsforklaringer ..... 64
Tabell 7.1.A: Belastning av omformerstasjoner ved normal drift med dagens aksellast. ..... 65
Tabell 7.1.B: Belastning av omformerstasjoner ved normal drift med 32,5 t aksellast..... 65
Tabell 7.1.C: Belastning av avganger til kontaktledningen ved normal drift og dagens aksellast ..... 66
Tabell 7.1.D: Belastning av avganger til kontaktledningen ved normal drift og 32,5 tonns aksellast ..... 66

## FIGURER

Figur 2.2.A: Vogn for frakt av malm på Ofotbanen ..... 15
Figur 2.2.B: Hovedkomponenter i en boggi for vogntype Fano$^{050}$..... 15
Figur 2.2.C: Akkumulert fordeling av standardavvik av høydebeliggenhet av sporet på Ofotbanen evaluert i bølgelengdeområdet 3 – 25 m(blå linje) ..... 18
Figur 2.2.D: Akkumulert fordeling av standardavvik av sidebeliggenhet av sporet på Ofotbanen evaluert i bølgelengdeområdet 3 – 25 m (blå linje) ..... 18
Figur 2.4.A: *Betongsville JBV 60* ..... 21
Figur 2.5.A: Virkningslinjen (blå farge) til den resulterende kraft R i befestigelsen ..... 23
Figur 2.5.B: Underlagsplate som graver seg ned i tresvillen..... 24
Figur 2.6.A: Helning av skinne i lasket skjøt ..... 25
Figur 2.6.B: Varianter av lasket skjøt..... 25
Figur 2.6.C: Eksempel for støtkraft mellom skinne og sville i forbindelse med passering av hjul med hjulslag; selv ved lav hastighet for V = 35 km/h kan støtkraften anta høy verdi ..... 26
Figur 2.7.A: Parti av sporveksel; figuren viser fraliggende tunge (riktig stilling) for venstre skinnestreng i kjøring fra venstre mot høyre..... 27
Figur 2.7.B: Hjulflens inneklemt mellom skinne og tunge ved oppkjøring i en sporveksel ..... 27
Figur 2.7.C: *Deformert knivblad i tunge ved oppkjøring*..... 28
Figur 2.10.A: Bremsetid for et malmtog med utgangshastighet 44 km/h i spor med fallende gradient lik 11 promille; stoppstrekningen er angitt til 467 m med retardasjon lik 0,36 m/s2 ..... 30
Figur 2.10.B: Bremsetid for et malmtog med utgangshastighet 66 km/h i spor med fallende gradient lik 10 promille; stoppstrekningen er angitt til 863 m med retardasjon lik 0,23 m/s$^2$ ..... 31
Figur 2.11.A: Modelloppbygning for vurdering av skinnevandring ved bremsing; svilleavstand skal være 520 mm ..... 32
Figur 2.13.A: Nedbrytningsforløp i et spor (Professor Peter Veit; foredrag i forbindelse med NORSK prosjektet) 39
Figur 2.13.B: Lysark 21 Vedlikeholdsdata over en 5 – 6 års periode samt antall skinnebrudd over en 20 års periode på jernbanenettet til TRANSNET (TRANSNET foredrag i IHHA i Calgary i 2011)..... 40

Figur 3.2.A Tverrsnitt for Bro 1 og Bro 2 over Norddalen ..... 46
Figur 3.2.B Tverrsnitt for Grunstad bru ..... 46
Figur 3.2.C: Bruens Lastmodeller ..... 47
Figur 3.2.D: Modell for Bro 1 over Norddalen ..... 47
Figur 3.2.E Modell for Bro 2 over Norddalen ..... 48
Figur 3.2.F Modell for Grunstad bru ..... 48
Figur 3.3.A Eksempel på steinhvelvbru. Bru over Mølle elv, km 4,288. ..... 51
Figur 3.3.B Lastmodell for steinbruer ..... 52
Figur 3.3.C Lastfordeling for steinbruer ..... 52

# SAMMENDRAG

Det skal gjennomføres en prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast for malmtogene på Ofotbanen. Prøvekjøringen skal gjennomføres med ett tog pr døgn i ett år i perioden høsten 2018 til høsten 2019. I denne forbindelse er det gjennomført en utredning av hvilke tiltak som må gjennomføres med tanke på at denne prøvekjøringen kan gjennomføres på en trygg og sikker måte. På litt sikt har LKAB ambisjoner om at alle malmtog skal kunne trafikkere både søndre og nordre omløp med 32,5 tonns aksellast. I prøvekjøringsperioden vil man evaluere hvilke tiltak som må gjennomføres med tanke på en slik permanent kjøring med 32,5 tonns aksellast med alle tog.

Det er gjennomført analyser både ved gjennomgang av tidligere dokumentasjon fra 30-tonns-prosjektet og senere forskningsprosjekter med tanke på eventuelle høyere aksellaster helt opp til 40 tonn. Det er videre gjort egne analyser av forskjellige forhold som vurderes å være av betydning både for overbygning, underbygning, banestrøm og signal/tele med tanke på økning av aksellasten til 32,5 tonn.

Rapporten er et relativt kortfattet sammendrag av en rekke underlagsrapporter som er utarbeidet i prosjektet, og som det vises til i teksten. For en mer detaljert gjennomgang av materialet anbefales det å gå gjennom de komplette rapportene.

**Overbygning:**

Hjul-Skinne kontaktmekanikk:
Analysene viser at en økning i aksellasten fra 30,0 tonn til 32,5 tonn med uendret hjuldiameter har minimal innflytelse på økning i utmatting og slitasje under like forhold for øvrig.

Vogndynamikk (spordynamikk, simulering, sporkraftmålinger og aktuelle normer)
De evaluerte verdiene for sporkrefter for vognene er å oppfatte som tilfredsstillende for 30,0 tonns aksellast. På grunn av den lave framføringshastigheten kan det utøves en tilnærmet lineær betraktning mht. økning av sporkreftene (vurdering med forsiktighet) for 32,5 tonns aksellast.

Skinnespenninger:
Beregningsresultatene viser at ut fra faren for skinnebrudd/utmatting kan både skinneprofil 54E3 og 60E1 beholdes i hovedspor ved en aksellastøkning til 32,5 tonn. Skinnebruddfrekvensen p.g.a. utmatting må imidlertid forventes å øke i skinneprofil 54E3, spesielt ved lavere ballastsiffer, dvs. $C \leq 0{,}20$ N/mm$^3$. Den tekniske levetiden vil forventes å bli redusert på grunn av økt utvalsing i skinnehodet.
Skinneprofil 49E1 bør/må ikke ligge i hovedspor og hovedtogspor på stasjoner hvor trafikk med aksellast 32,5 tonn skal fremføres.
Ved lavere stålkvalitet enn 1300 (R370CrHT og R400HT) i skinnehodet på 54E3 og 60E1 og mindre hjuldiameter enn 880 mm, må det forventes økning i sår og skader på skinnehodet ved en aksellast på 32,5 tonn.
Dagens betongsviller vil dessuten kunne få noe redusert levetid p.g.a. raskere nedknusing ved økt aksellast til 32,5 tonn.

Betongsville
Beregningene med tilhørende vurdering konkluderer med at sville JBV 60 har kapasitet for 32,50 tonns aksellast på grunn av den lave hastigheten (V = 50 – 60 km/h). Videre er

normale godstog med aksellast lik 25,00 tonn med hastighet 120 km/h dimensjonerende (forårsaker de største belastningene på betongsvillen).

Belastning på befestigelsen:
I en testperiode for et tog med 32,50 tonns aksellast i døgnet forventes en av økning i hastighet mht. nedgraving av underlagsplate i tresville. Det blir også en større belastning mot trevirke fra skruene i underlagsplaten. I prøvekjøringsperioden vil det være nødvendig med regelmessige visitasjoner på de mest belastede stedene som vil være sirkelkurver og overgangskurver.

Støt- og slagkrefter
Det er ikke mulig å forutsi nøyaktig hvor store utslag en slik økning av støt- og slagkreftene vil forårsake på sporet med umiddelbar virkning. På lengre sikt vil naturlig nok sporet brytes hurtigere ned. Det må derfor i størst mulig grad søkes å unngå høye dynamiske krefter som forårsakes av skjøter, mindre gode utførte sveiser, rifler og bølger på skinnehodet, hjulslag og dobbel flens i hjulbanen. Det blir dermed nødvendig å utføre et vedlikehold som tar hensyn til disse forholdene.

Sporveksel
I en faktisk hendelse ble en sporveksel kjørt opp av et malmtog med 30 tonns aksellast på Ofotbanen hvor tungen var tilliggende. Drivstengslene som er dimensjonert for en holdekraft på 100,00 kN holdt, og toget sporet ikke av. For en aksellast på 32,50 tonn er den utøvende horisontale kraft beregnes til 100,60 kN > 100,00 kN for aksellast lik 32,50 tonn i en sterkt forenklet modellering. Den lille overskridelsen forventes ikke å gi brudd på stengselen. Hjulflensen vil da klatre opp på skinnehodet og vekseltungens hode med fare for avsporing. Hjulflensen vil så løpe over skinnetungen og vil da kunne påføre skade på tungespissen

Bremsekraft for opprettholdelse av konstant hastighet
Det er beregnet at nødvendig bremsekraft fra 68 lastede malmvogner er for høy for at El-dynamisk brems kan benyttes aleine for opprettholdelse av konstant hastighet. Bremsing må være en kombinasjon av El-dynamisk brems og blokkbremser mot hjulene på vognene.

Bremsekraft for nedbremsing til full stopp
Dersom det utøves samme bremsekraft for 32,5 tonns aksellast som for 30,0 tonns aksellast vil aspektet føre til en reduksjon av retardasjonen og bremselengde inklusive reaksjonslengde vil øke med ca. 17 m til ca. 390 m.

Bremsekraft for nedbremsing til full stopp i test
Bremsekraft mot skinne fra hvert hjul beregnes til 6,45 kN for 30,0 tonn aksellast. Samlet bremselengde er beregnet til 566 meter inkludert reaksjonslengde. Dersom den samme bremsekraft utøves for 32,5 tonns aksellast på vognene, blir utnyttelse av adhesjonen lavere ($\alpha_B$ = 0,040). Bremselengde beregnes til 599 m; dvs. en økning på ca. 33 m. Det er gjennomført en bremseprøve for et normativt malmtog med aksellast lik 32,5 tonn på Ofotbanen for verifisering. Rapporten fra bremseprøvene tar for seg flere tester som blant annet omfatter manuell nedbremsing. Nødbrems ble initiert da driftsbrems ga lav bremseeffekt ihht ATC overvåkningen, men kunne løse ut igjen etter tilstrekkelig hastighetsreduksjon ble oppnådd. Bremsestrekningen utgjorde da 739 meter.

Skinnevandring og sporvandring
Det er sannsynliggjort at en adhesjonskoeffisient > 0,18 – 0,20 vil føre til skinnevandring og sporvandring ved nedbremsing til full stopp med blokkbremsing. Det er videre sannsynliggjort at det kan forekomme skjevstilling av sviller i kurver og overgangskurver på grunn av ulik belastning på inner- og ytterstreng på steder hvor det foregår nedbremsing. Sporvandring vil lettere kunne opptre enn skinnevandring. Dette forholdet må holdes under oppsikt i

forbindelse med prøvekjøringen og montering av svilleankere bør vurderes dersom det i forbindelse med prøvekjøringen registreres at skinnevandring tiltas.

**Bruer**

Beregningene viser at betongbruene ikke vil nå sine bruddkapasiteter med kjøring med 32,5 tonns aksellast. Grunstad bro får redusert levetid på grunn av at lastvekslingen kommer over utmattingsgrensen ved kjøring med aksellast på 32,5 tonn. Konsekvensen er at brua må skiftes ut noe tidligere enn ellers. Beregningene viser dessuten at steinhvelvbruene er lite påkjent. De vil tåle 32.5 tonns aksellast.
I prøvekjøringsperioden må bruene følges opp med et kontroll- og måleprogram hvor man følger kontrollerer utvikling av sprekker og riss i konstruksjonene samt kontrollerer at nedbøyning og vibrasjoner holder seg innenfor akseptable grenser. Kontroll- og måleprogrammet omfatter også kulverter i stål og betong som ikke er kontrollberegnet.

## Øvrig underbygning

For fyllinger og støttemurer er det gjennomført grunnundersøkelser og stabilitetsvurderinger. Det vurderes ikke å være behov for fysiske geotekniske forsterkningstiltak før gjennomføring av prøvekjøringen. Det anbefales imidlertid å installere instrumentering og målepunkter for overvåking av eventuelle bevegelser. Tidligere etablerte stag/jordnagler foreslås å kontrolleres og gjennomgås for å sikre at disse har nødvendig funksjon. Også vibrasjonsmålinger kan gi viktig informasjon om eventuelle deformasjoner fra dynamisk oppførsel.

Beregninger basert på de data som finns registrert i Banedata viser at mange stikkrenner har underkapasitet. Det anbefales å gå igjennom Banedata for å vurdere databasens riktighet vad gjelder dimensjoner og plassering av stikkrenner. Økt aksellast vurderes ikke å true stikkrenners bæreevne, men det foreslås likevel å instrumentere en stikkrenne for å følge med på eventuelle deformasjoner. Stikkrenners tilstand er ikke vurdert i prosjektet, men det poengteres hvor viktig det er å holde stikkrenner åpne og i funksjon for å unngå at det bygges opp vanntrykk på oversiden av fyllinger som kan gi redusert stabilitet.

## Signal og tele

Signal

Ved signalanlegg er induksjon i kabel og driftsforstyrrelser i sporfelt på grunn økt strømtrekk, og bremselengde vurdert som mest kritisk. Simuleringer av banestrøm viser at strømtrekket ikke vil øke, men det er vanskelig å forutsi omfanget av denne problemstillingen og det kan derfor være en akseptabel løsning å se på disse utfordringene i forbindelse med selve prøvekjøringen med 32,5 tonn aksellast.
For faste installasjoner som forsignaler må det avklares om avstandene er lange nok i dagens anlegg eller om avstandene må økes. Økning i forsignalavstand kan igjen medføre at det blir behov for å endre kabeltype som klarer kravene med så lange strekninger. Det er gjennomført bremseprøve bla. med tanke på å avklare dette. Rapportens resultater er oversendt Jernbaneteknologi for avklaring om utflytting av forsignal eller eventuelt andre tiltak vil måtte gjennomføres. I en nødsituasjon hvor sikret innkjørtogveien blir forstyret slik at det medfører signalfall i innkjørhovedsignal. Bremseprøve ved slik situasjon viste at 32.5 tonns togsett klarer å stoppe før tog kom inn i togspor på stasjonen.

Tele

Signal/støy forhold til GSM-R systemet er viktig for å ivareta sikkerhet for togfremføring, men også en viktig komponent i fremtidens signalsystem, ERTMS. I relativt lange tunneller med

kurver vil lange tog med mange malmvogner være ei utfordring når lokomotiv er langt fra nærmeste repeater. Utfordringen må antas å øke idet lastmengden i vognene øker. Om økt opplasting av vognene i togsettet gir en signifikant endring av signal/støy forholdet til/fra loket er vanskelig å fastslå. Dette må testes ut i prøvekjøringsperioden, og skulle dette vise seg å bli et problem vil økning i antall repeatere kunne bedre situasjonen.

### Banestrøm Kontaktledning

Det er utført en enkel simulering med 32,5 tonns aksellast basert på samme ruteplan og infrastruktur som ble gjennomført i forbindelse med fornyelse av fjernledningen. Simuleringene sammenlignet med de tidligere simuleringene for 30 tonns aksellast viser at de høyeste belastningene for omformerstasjonene knapt er påvirket av den økte aksellasten. De viser også at endring av belastningen på kontaktledningen også er minimale. Konklusjonen er at selv om alle lasta malmtog kjører med aksellast 32,5 tonn vil banestrømsforsyning og andre anlegg påvirkes minimalt.

### Vedlikehold

Det vil bli et noe øket vedlikeholdsbehov ved kjøring med 32,5 tonns aksellast. I forbindelse med ett års prøvekjøring vil dette sannsynligvis ikke utgjøre store kostnader. Ved permanent kjøring på lengre sikt må man forvente en tidligere utskifting av komplett overbygning enn man ellers ville fått.

I forbindelse med prøvekjøring med ett tog pr døgn med aksellast 32,5 tonn forventes ikke behov for økt frekvens av vedlikehold av tunge maskinelle operasjoner som ballastrensing, pakking og justering samt sliping. Disse vedlikeholdstiltakene vil være på samme nivå som i eksisterende situasjon mht. frekvenser.

Man må regne med noe hyppigere utskifting av tresviller hvor underlagsplatene graver seg ned i trematerialet, særlig i kurver med små radier og overgangskurver der det gjøres nedbremsing til full stopp. Samtidig vil også hullene for skruene i trevirke øke i størrelse på grunn av trevirkets materialkarakteristikker

Hyppighet av skinnebrudd på skinneprofil 54E3 forventes å øke noe pga utmatting.

På steder hvor støt- og slagkrefter oppstår (mindre godt utførte sveiseskjøter, i sporveksler med mer) må det antas hurtigere fremvekst av slitasje.

I tilfelle av mulig skinnevandring og sporvandring oppstår de største belastningene ved nedbremsing til full stopp i kurver og overgangskurver. På sensitive steder bør det vurderes å benytte svilleanker. Slike steder må holdes under oppsikt i prøvekjøringsperioden

Ved framføring i lav hastighet med overskuddsoverhøyde i kurver og i overgangskurver blir de langsgående kreftene i ytre og indre skinnestreng forskjellig på grunn av omlagring av hjulkreftene under like adhesjonsforhold. Dette kan føre til skjevstilling av spesielt tresvillene dersom adhesjonskoeffisienten er høy; dvs. ved tørre skinner.

I prøvekjøringsperioden er det viktig å følge nøye med hvordan sporkreftene opptrer ved høyere aksellast. I den forbindelse er det foreslått å utvide Haugfjell målestasjon med to nye målepunkter i overgangskurven og FOB-en hvor de største sporkreftene forventes å opptre. I tillegg måles selvsagt også dagens målepunkt i sirkelkurven. Eventuelle store forskjeller i krefter for 32,5 tonns tog i forhold til eksisterende 30 tonns tog vil kunne føre til endringer i beslutninger (avlyse testperioden).

Det forventes ikke non spesiell økning av vedlikehold av bruer. I prøvekjøringsperioden må man imidlertid gjennomføre et kontroll og måleprogram for å holde kontroll med hvordan nedbøying og vibrasjoner på noen bruer endrer seg med aksellasten. I tillegg skal man registrere og holder oversikt over hvorvidt utvikling av sprekker og riss i konstruksjonene endrer seg med høyere aksellast.

Med tanke på signal og tele antas ingen spesielle økte vedlikeholdsbehov. I prøvekjøringsperioden vil man imidlertid gjøre registreringer på hvorvidt mer last i vognene kan påvirke signalstyrken for GSM-R og framtidig ERTMS i de lange tunnelene.

## RAMS

Følgende forhold er særlig verdt å bemerke seg for videre arbeid med prosjektet:

- Alle hendelser er vurdert som lite sannsynlig eller svært lite sannsynlig, men med alvorlig – katastrofal konsekvens.
- **Fare S-18:** Tog klarer ikke å stoppe til hovedsignal, er vurdert i konsekvensklasse «katastrofal» hvis hendelse inntreffer. Det er lite sannsynlighet, men foreslåtte tiltak bør gjennomføres.
- Tre hendelser er vurdert i sannsynlighetsgrad 2, og kritisk hvis hendelse inntreffer:
  - **S-8:** Økning i maksimal bøyespenning, steinhvelvbruer.
  - **S-9:** Skjevhet i bruer ikke fundamentert i fjell.
  - **S-22:** Forutsatt inspeksjons/måleprogram følges ikke.
- Økt aksellast vil medføre et større vedlikeholdsbehov og kortere levetid knyttet til flere delområder av jernbanens infrastruktur (RAM-forhold). Det er planlagt kompensert for dette ved økt inspeksjon og vedlikehold og dette er en sentral forutsetning for gjennomføring av prøvekjøringen.

## Kostnader

Det foreslåtte kontroll og måleprogrammet anslås til å koste ca 5 mill kr for etablering i 2018 og deretter en samlet kostnad på ca. 4 kr i kostnad for drift, avlesinger, analyser og rapportering. Til sammen 9 mill kr fordelt på 6 mill kr i 2018 og 3 mill kr i 2019.

Alle kostnader er eksklusive merverdiavgift og på dette utredningsnivå må man regne med en usikkerhet på ± 40 %.

# 1 INNLEDNING

Bakgrunn
Trafikverket (TRV) og LKAB har i et par års tid utredet muligheten for prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast på søndre omløp av Malmbanan (Gällivare-Luleå). Nødvendige tiltak er gjennomført og den 1. september 2015 startet de prøvedrift med 1 tog pr døgn. Prøvetiden skal vare ett år, og det er fra LKAB sin side et ønske om å innføre 32,5 tonns aksellast permanent, også på nordre omløp mellom Kiruna og Narvik. TRV har kommet med en henvendelse til JBV hvor de inviterer til et samarbeid mellom TRV, LKAB og JBV om å utrede forutsetningene for tyngre aksellast på strekningen mellom Svapavaara/Kiruna og Narvik. Det er et mål at prøvekjøring kan starte opp fra 1.oktober 2017. JBV har akseptert invitasjonen og deltar i styringsgruppe sammen med TRVog LKAB. Videre har Jernbaneverket etablert et prosjekt som skal gjøre de nødvendige utredninger for å vurdere om prøvekjøring på Ofotbanen i det hele tatt er aktuelt, eventuelt planlegge og gjennomføre nødvendige tiltak samt følge opp med overvåkning og kontroller i prøveperioden.

Hensikt
Hensikten med prosjektet er å utrede muligheten for å gjennomføre prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast på Ofotbanen, videre å gjennomføre eventuelle tiltak før prøvekjøring starter opp og følge opp med inspeksjoner og kontroller i prøveperioden.

Forutsetninger
Det tas utgangspunkt i at prøvekjøringen skal kunne gjennomføres uten omfattende tiltak til stor kostnad.

Aksellasten for lasta malmvogner settes til maks 32,5 tonn. Tillatt linjelast for lasta malmtog skal være 13 tonn. Malmtog i retur fra Narvik til Kiruna forutsettes ikke kjørt med høyere aksellast enn før.

Det forutsettes som før at malmtog kjøres med to lok og 68 vogner. Lokene har samlet en vekt på 360 tonn og et lasta vognsettet vil med 32,5 tonns aksellast ha en maksimalvekt på 8840 tonn. Maks togvekt vil dermed bli på 9200 tonn. Toglengden skal som før være på maks 750 m.

Det kan vurderes om det skal kjøres med annen togkonfigurasjon ved å splitte lokene til å kjøre ett lok foran og ett lok bak. Dette er imidlertid ikke vurdert i denne rapporten.

Hastighet på malmtog endres ikke, dvs tillatt hastighet er 50 km/t for lasta malmtog og 60 km/t for tomme malmtog.

Det tas ikke høyde for at Fagerneslinja skal trafikkeres med tog med 32,5 tonns aksellast.

Det forutsettes at LKAB som transportør dekker alle kostnader med tiltak som må iverksettes som følge av økt aksellast. Videre forutsettes at LKAB dekker eventuelle økte vedlikeholdskostnader. Eventuelle økte vedlikeholdskostnader som følge av å ikke gjøre tiltak skal synliggjøres.

Prosjektet omfatter hele prosessen fra utredning til ferdig gjennomført prøvekjøring. Hele prosjektet inndeles i fem faser:

Fase 1: Utredningsfasen
Fase 2: Prosjekteringsfasen
Fase 3: Byggefasen

Fase 4: Prøvekjøringsfasen
Fase 5: Evalueringsfasen

Rapporten
Denne rapporten er avslutning og oppsummering av utredningsfasen.

Rapporten er et sammendrag av delrapporter som er utarbeidet i forbindelse med prosjektet. Prøvekjøringen tenkes gjennomført med ett tog pr døgn i ett år fra ruteendring høsten 2018 til høsten 2019. Bane NOR (Jernbaneverket før 1/1-2017) samarbeider med Trafikverket som gjennomfører tilsvarende utredning på Malmbanan for strekningen fra Kiruna til Riksgrensen.

Prosjektet kan sees i sammenheng med et tilsvarende prøveprosjekt som gjennomføres på Malmbanan mellom Gällivare og Luleå. På denne strekningen har prøvekjøring med ett tog pr døgn pågått i ett år (sept.2016) og det er besluttet å fortsette prøvekjøringen i ett år til med to tog pr døgn.

På litt sikt har LKAB ambisjoner om at alle malmtog skal kunne trafikkere både søndre og nordre omløp med 32,5 tonns aksellast. Etter at prøvekjøringsfasen er gjennomført, vil Bane NOR gjøre en evaluering av prosjektet og ut fra de erfaringer som er høstet ta en beslutning på om permanent kjøring med 32,5 tonns aksellast på Ofotbanen kan tillates, og eventuelt under hvilke forutsetninger det kan gjøres.

# 2 OVERBYGNING

## 2.1 Hjul-skinne kontaktmekanikk

Det er gjennomført en analyse av problemstillinger omkring temaet hjul-skinne kontaktmekanikk [1].

Det er gjort beregninger i kontaktforholdet hjul – skinne iht. 2 metoder:

- Forenklet metode som legger til grunn rektangulær kontaktflate med gjennomsnittlig flatetrykk
- Detaljert metode som legger til grunn elliptisk kontaktflate med ellipsoide trykkfordeling iht. Hertz kontaktflate

For vogner benyttes hjulprofil og ulike skinneprofil som funksjon av sporgeometri som vist i *Tabell 2.1.A: Hjulprofil for vogner og skinneprofil for ulike sporgeometrier på Ofotbanen..*

**Tabell 2.1.A: Hjulprofil for vogner og skinneprofil for ulike sporgeometrier på Ofotbanen**

| Rett strekning | | Kurver | | | | Hjul-profil |
|---|---|---|---|---|---|---|
| | | Radius < 600 m | | Radius > 600 m | | |
| Høyt-liggende skinne | Lavt-liggende skinne | Høyt-liggende skinne | Lavt-liggende skinne | Høyt-liggende skinne | Lavt-liggende skinne | WP4 |
| MB4 | MB4 | MB1v2Ass | MB4 | MB4 | MB4 | WP4 |

I *Tabell 2.1.B: Forhold mellom normalkraft, eventuelt vertikalkraft, økning i kraften (faktor) og økning i maksimal spenning i* prosent er vist prosentvis økning i spenning i kontaktflaten mellom hjul og skinne ved økt aksellast.

**Tabell 2.1.B: Forhold mellom normalkraft, eventuelt vertikalkraft, økning i kraften (faktor) og økning i maksimal spenning i prosent**

| Aksellast (tonn) | 20 | 24 | 30 | 32,50 | 35,00 |
|---|---|---|---|---|---|
| Normalkraft (kN); vertikalkraft på rett strekning | 100 | 120 | 150 | 162,50 | 175,00 |
| Økning i hjulkraft i forhold til 100 kN | 1,000 | 1,200 | 1,500 | 1,625 | 1,750 |
| Økning i spenning i origo σξ, max i (faktor) | 1,000 | 1,063 | 1,145 | 1,176 | 1,210 |

Vurderinger av kontaktforholdene med konsekvenser er utført iht. 4 metoder:

- Hertz kontaktteori med ren elliptisk kontaktflate
- Shakedown diagrammet
- Hypotese til von Mises (flerdimensjonal spenningsanalyse for vurdering av skjærkrefter og bremsekrefter)
- $T_\gamma$ RCF skadefunksjon

Analysene viser at en økning i aksellasten fra 30,0 tonn til 32,5 tonn med uendret hjuldiameter har minimal innflytelse på økning i utmatting og slitasje under like forhold for øvrig. I samsvar med prosjektet FoU Control of Wheel Rail Contact Stresses [2] kan det formuleres en global vurdering som er beskrevet i *Tabell 2.1.C: Parametere for vurdering av økning av aksellast fra 30,0 tonn til 32,5 tonn på Ofotbanen i en global vurdering*.

**Tabell 2.1.C: Parametere for vurdering av økning av aksellast fra 30,0 tonn til 32,5 tonn på Ofotbanen i en global vurdering**

| Konsekvenser ved økning av aksellast fra 30,0 tonn til 32,5 tonn | | |
|---|---|---|
| Parameter | Effekt på utmattingsskader | Kommentarer |
| Aksellast | Moderat | Kan ikke påvises beregningsmessig drastiske endringer for utvikling av utmattingsskader ved økning av aksellast fra 30,0 tonn til 32,5 tonn |
| Hjuldiameter | Lav | Ingen effekt i aktuelt intervallområde for hjuldiameter (860 – 915 mm) |
| Hjulprofil | Meget høy | Det framkommer store forskjeller i belastning i kontaktflaten hjul/skinne; valg av riktig hjulprofil er meget viktig |
| Type vogn | Meget høy | Løpeegenskapene til vognmateriellet er viktig; stive aksler eller radielt styrte aksler i boggier |
| Hastighet til vogn | Moderat | Høyere hastighet kan være en fordel dersom slitasje blir vurdert viktigere enn utmatting |
| Friksjonskoeffisient | Meget høy | Større sannsynlighet for at utmattingsskader vil oppstå ved høyere friksjonskoeffisienter; dvs. større ved tørre skinner |
| Stålkvalitet på skinnehode | Meget høy | Hodeherdede skinner vil redusere sannsynlighet for at utmattingsskader vil oppstå |
| Sporets helning i langsgående retning | Lav | Traksjon og bremsing har mindre effekt på utmatting |
| Sporets stivhet | Lav | Ingen nevneverdig konsekvens |
| Svilleavstand | Lav | Innenfor definerte intervallområder ingen synlig effekt |
| Sporvidde >1450 mm | Høy | Liten kontaktflate i ytterkant på skinne i innerstreng fører til utmattingskader; hjulbanen vil danne et hulprofil |

## 2.2 Vogndynamikk, spordynamikk, simulering, sporkraftmålinger, aktuelle normer

Flere aspekter inngår i en analyse for vurdering av sporets egnethet mht. belastning i forbindelse med framføring av togmateriell [3]. Dette gjelder også tunge aksellaster.

Sporet skal:

- Fungere som kjørevei
- Fungere som bærebjelke på elastisk underlag (ballast med underbygning)

Hovedfaktorer som belaster sporet:

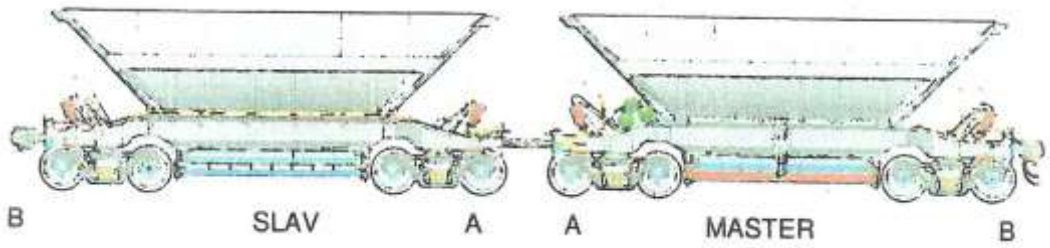
- Trafikk (årlig tonnasje på sporet)
- Aksellast
- Traksjon og bremsing
- Hastighet

Faktorer som må vektlegges for malmtog i framføring:

- Materiellets dynamiske løpeegenskaper

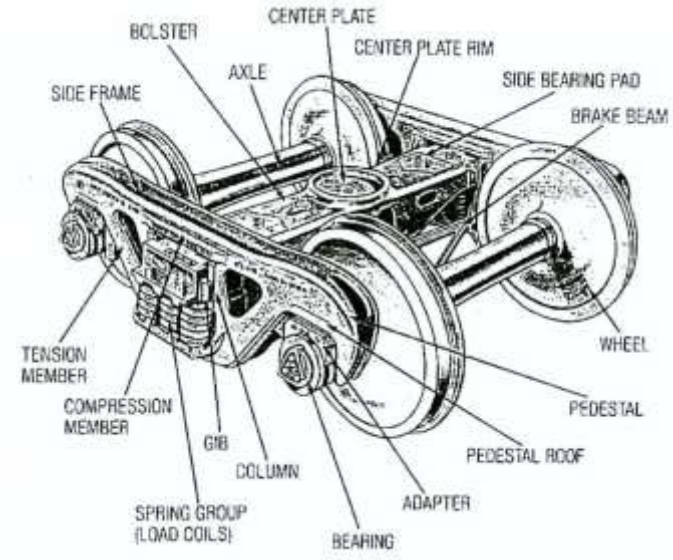
- Hjul/skinne kontaktmekanikk
- Sporets dynamiske belastning
- Dynamisk profil til materiellet
- Linjebelastning

Malm fra gruvene i Kiruna til Narvik fraktes med vogner av type Fanoo[050]. Vognen er vist i *Figur 2.2.A: Vogn for frakt av malm på Ofotbanen*.




**Figur 2.2.A: Vogn for frakt av malm på Ofotbanen**

Boggitype er vist i *Figur 2.2.B: Hovedkomponenter i en boggi for* vogntype Fano050 (three pieces bogi).




**Figur 2.2.B: Hovedkomponenter i en boggi for vogntype Fano[050]**

I dokumentet "Regulation on Running Dynamics Requirements for vehicles with an axle load higher than 25 tonnes and up to and including 35 tonnes" er det utarbeidet felles regler for tillatte sporkrefter for aksellaster opp til 35,0 tonn som gjelder for tunglastbaner i Norge og Sverige. Grenseverdiene er blitt vurdert som akseptable i samsvar med gjeldende praksis.

Grenseverdi for den kvasistatiske laterale kraft satt til:

$$Y_{qst,\lim} = \begin{cases} 60\ kN & for \quad P_{0,j} \leq 25\ t \\ \left(4 \cdot P_{0\,j,\max} - 40\right) kN & for \quad 25\ t < P_{0\,j,\max} \leq 30\ t \\ 80\ kN & for \quad P_{0\,j,\max} > 30\ t \end{cases}$$

Grenseverdi for den kvasistatiske vertikale hjulkraft er:

$$Q_{qst,\,\lim} = \begin{cases} 155\,kN \;\; for \;\; 22{,}5\,t \;\; < \;\; P_{0\,j} \;\; \le \;\; 27{,}9\,t \\ 1{,}333 \cdot Q_0 \;\; kN \quad for \quad P_{0\,j,\,\max} \;\; > \;\; 27{,}9\,t \end{cases}$$

Grenseverdi for maksimal dynamisk hjulkraft uttrykkes:

$$Q_{\max,\,\lim} = \begin{cases} Min\,(Q_0 + 90;\,210)\;kN\;when \quad 22{,}5\,t \;\; < \;\; P_{0\,j} \;\; \le \;\; 27{,}9\,t \\ 1{,}333 \cdot \quad Q_0 + 55\,kN \quad when \quad P_{0\,j,\,\max} \;\; > \;\; 27{,}9\,t \end{cases}$$

Grenseverdi for akselerasjon av vognkasse over hjulaksel i ulastet og lastet tilstand er:

$$\ddot{y}^* = \;\; 3{,}0\;m/s^2$$

Sikkerhet mot sideforskyvning av sporet:

$$\sum Y \le 0{,}85 \cdot \left( 10 + \frac{P_{0\,j,\max}}{3} \right) \quad (kN)$$

Sikkerhet mot avsporing:

$$Y / Q \le 0{,}80$$

Samplingen i forbindelse med testkjøringen skal utføres i frekvenser på minimum 200 Hz. Selve evalueringen og beregning av parameterverdier for sporkrefter utføres i et lavpassfilter på 20 Hz og for akselerasjon av vognkasse i et lavpassfilter på 6 Hz.

I *Tabell 2.2.A: Grenseverdier og målte verdier iht. vurdering i relaterte frekvenser i samsvar med* EN 14363 og UIC 518 er gjengitt målte verdier på verifiserende parametere iht. EN 14363 eller UIC 518 for prøvevogn (malmvogn) Uno 3014 utstyrt med Amsted Motion Control Boggi.

**Tabell 2.2.A: Grenseverdier og målte verdier iht. vurdering i relaterte frekvenser i samsvar med EN 14363 og UIC 518**

| Parameterverdier for aksellast 30,00 tonn | | Taravekt (tonn) / Aksellast (tonn) | Grense-verdi | Rett Linje | Sirkelkurver | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| | | | | | R > 600 m | 400 < R < 600 m | 250 < R < 400 m |
| Sikker-het | Σ Y (kN) | 5 | 22,40 | 8,80 | 12,00 | 14,00 | 22,00 |
| | | 30 | 91,90 | 25,00 | 28,00 | 31,00 | 30,00 |
| | Y/Q | 5 | 0,80 | - | 0,67 | 0,71 | 0,86 |
| | | 30 | 0,80 | - | 0,36 | 0,37 | 0,60 |
| | s Σ Y | 5 | (-) | - | - | - | 1 |
| | | 30 | (-) | - | - | - | - |
| | $\ddot{y}_s^+ \left(m/s^2\right)$ | 5 | 11,00 | 6,30 | 2,10 | 2,00 | 2,10 |
| | | 30 | 11,00 | 1,20 | 2,00 | 1,80 | 2,00 |
| Ut-matting | Q (kN) | 5 | 114,50 | 39,00 | 50,00 | 47,00 | 62,00 |
| | | 30 | 210,00 | 175,00 | 166,00 | 167,00 | 175,00 |
| | Q qst (kN) | 5 | 145,00 | - | - | 24,00 | 25,00 |
| | | 30 | 155,00 | - | - | 141,00 | 141,00 |
| | Y qst (kN) | 5 | 60,00 | - | - | 4,10 | 9,40 |
| | | 30 | 60,00 | - | - | 16,00 | 31,00 |
| Gang-dynamikk | $\ddot{y}_q^* \left(m/s^2\right)$ | 5 | 3,00 | 3,40 | 0,84 | 0,86 | 0,98 |
| | | 30 | 3,00 | 0,84 | 0,60 | 0,67 | 0,63 |
| | $\ddot{z}_q^* \left(m/s^2\right)$ | 5 | 5,00 | 1,30 | 1,10 | 1,10 | 1,10 |
| | | 30 | 5,00 | 1,20 | 0,84 | 0,91 | 0,95 |
| | $s\ddot{y}_q^* \left(m/s^2\right)$ | 5 | 1,30 | 1,50 | 0,28 | 0,30 | 0,33 |
| | | 30 | 1,30 | 0,16 | 0,20 | 0,27 | 0,21 |
| | sz $s\ddot{z}_q^* \left(m/s^2\right)$ | 5 | 2,00 | 0,36 | 0,29 | 0,31 | 0,31 |
| | | 30 | 2,00 | 0,29 | 0,24 | 0,24 | 0,27 |
| | $\ddot{y}_{qst} \left(m/s^2\right)$ | 5 | 1,30 | - | 0,18 | 0,24 | 0,37 |
| | | 30 | 1,30 | - | 0,26 | 0,30 | 0,35 |

De målte og evaluerte sporkreftene viser gjennomgående lave verdier.

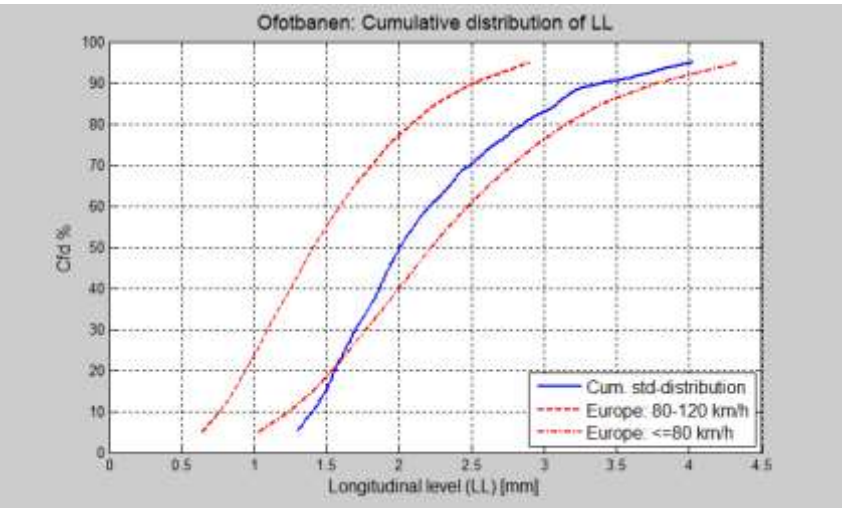
Det er en overskridelse av grenseverdi relatert til parameteren Y/Q vedr. sikkerhet for de minste kurveradier i intervallet 250 m < R < 400 m. Grenseverdi er 0,80 og evaluert verdi er 0,86. Etter nøye vurderinger ble allikevel vognen typegodkjent for framføring på Ofotbanen/Malmbanen.

De evaluerte verdiene for sporkrefter for vognene er å oppfatte som tilfredsstillende for 30,0 tonns aksellast. På grunn av den lave framføringshastigheten kan det utøves en tilnærmet lineær betraktning mht. økning av sporkreftene (vurdering med forsiktighet) for 32,5 tonns aksellast.

I en Optram analyse er sporkvaliteten vurdert som tilfredsstillende for 30,0 tonns aksellast (*Figur 2*.2.C *og Figur 2*.2.D). Det er ikke kjent når målingene med målevogn ble utført i forhold til vedlikehold (like etter pakking av sporet, litt senere etter stabilisering eller på et senere tidspunkt).

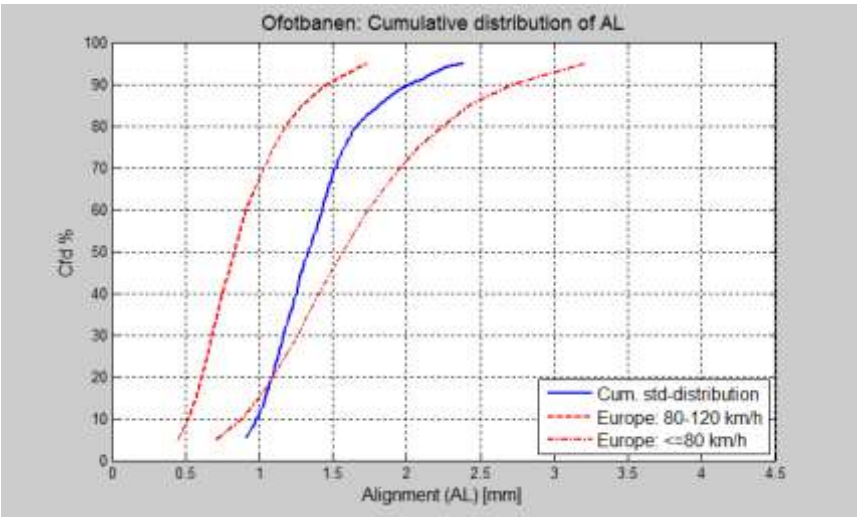
Figur 2.2.C viser akkumulert fordeling av standardavvik av høydebeliggenhet av sporet på Ofotbanen evaluert i bølgelengdeområdet 3 – 25 m (blå linje). De røde grafene indikerer gjennomsnittsverdier for typiske baner i Europa i hastighetsintervallet 80 – 1220 km/h og for

hastigheter < 80 km/h. Ofotbanen har et meget bra nivå i høydebeliggenhet sammenlignet med representative baner i Europa.




**Figur 2.2.C: Akkumulert fordeling av standardavvik av høydebeliggenhet av sporet på Ofotbanen evaluert i bølgelengdeområdet 3 – 25 m(blå linje)**

Figur 2.2.D viser akkumulert fordeling av standardavvik av sidebeliggenhet av sporet på Ofotbanen evaluert i bølgelengdeområdet 3 – 25 m(blå linje) i Optram målesystem. De røde grafene indikerer gjennomsnittsverdier for typiske baner i Europa i hastighetsintervallet 80 – 120 km/h og for hastigheter < 80 km/h. Ofotbanen har et meget bra nivå i sidebeliggenhet sammenlignet med representative baner i Europa.




**Figur 2.2.D: Akkumulert fordeling av standardavvik av sidebeliggenhet av sporet på Ofotbanen evaluert i bølgelengdeområdet 3 – 25 m (blå linje)**

## 2.3 Beregning av skinnespenninger

I forbindelse med prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast har det vært nødvendig å vurdere innvirkning av dette blant annet på overbygningen. Skinnene er en svært sentral del av den, og ved hjelp av Zimmermanns metode er det foretatt skinnespenningsberegninger for

skinneprofil 49E1, 54E3 og 60E1 med aksellaster 32,5 tonn [4]. Skinneprofilene 49E1 benyttes i noen sporveksler, mens 54E3 er dominerende i togsporene. Ved sporfornyelser og nybygging brukes bare 60E1.

Ballastsifferet C som er en verdi for elastisiteten i opplagringen av skinnene og er avhengig av undergrunnen, pukkvaliteten og mellomlegget, har stor innvirkning på skinnespenningene. Beregningene er gjennomført for tre C-verdier; 0,30 N/mm$^3$ (svært hardt underlag - fjellskjæringer, steinfyllinger), 0,20 N/mm$^3$ (middels hardt underlag - morenemasser) og 0,15 N/mm$^3$ (mykt underlag - siltholdig jord og lignende).

Spenninger både på grunn av rene vertikale krefter (Q) og en kombinasjon av horisontale og vertikale krefter (Y/Q) er beregnet. Det er laget figurer (tabeller) for spenningene i skinnene ved forskjellige Y/Q-forhold. Senere kan opptredende skinnespenninger tas ut fra tabellene når aktuelle Y/Q-forhold blir funnet ved hjelp av sporkraftmålinger.

Beregning av skinnespenninger som kan føre til utvalsing i skinnehodet og kontroll av hjuldiameteren med tanke på bruddspenninger i kontaktpunktet hjul/skinne, er også utført.
Skinnespenningsberegningene med rene vertikalkrefter Q viser at hvis aksellasten økes fra 30,0 tonn til 32,5 tonn

- vil det være liten eller ingen fare for skinnebrudd på grunn av skinnespenninger i senter skinnefot uansett skinneprofil (49E1, 54E3, 60E1) eller ballastsiffer (C = 0,30/0,20/0,15 N/mm3).

- vil det være stor eller svært stor sannsynlighet for utmattingsbrudd i underkant skinne for 49E1 og 54E3 ved ballastsiffer C = 0,20 N/mm3 og 0,15 N/mm3.

- vil spenningene i underkant skinne for 60E1 for alle tre ballastsiffer ligge godt under utmattingsgrensen for stålkvalitet R260/900-kvalitet som er 185 N/mm2. Spenningen vil øke med synkende ballastsiffer; 8 % økning fra 0,30 N/mm3 til 0,20 N/mm3 og 10 % fra 0,20 N/mm3 til 0,15 N/mm3.

- vil ballasttrykket (pDYN > pDYN.MAKS) være for stort for dagens betongsviller ved alle ballastsiffer, last og skinneprofilkombinasjoner.

Skinnespenningsberegningene som tar hensyn til kombinasjon av horisontale og vertikale krefter (Y/Q-forhold) viser at ved en økning av aksellasten fra 30 tonn til 32,5 tonn

- vil de samlede spenningene i skinnehode ytterkant for profil 49E1 overskride bruddspenningen ved lastforhold Y/QDYN større enn 1,0 for alle ballastsiffer og overskride bruddspenningen i fot ytterkant ved Y/QDYN større enn 1,1 for ballastsiffer 0,15 N/mm3.

- vil de samlede spenningene i skinnehode ytterkant og skinnefot ytterkant aldri overskride bruddspenningen for skinneprofil 54E3 og 60E1 ved noen av ballastsifrene.

Hvis de tyske grensene for kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i underkant skinnefot som bygger på erfaringer med hensyn til levetid og økonomi, benyttes ved en økning av aksellasten fra 30,0 til 32,5 tonn

- vil bruddgrensene overskrides for skinneprofil 49E1 og 54E3 (900-kvalitet) ved ballastsiffer 0,30 N/mm3. Brudd vil oppstå allerede ved 30,0 tonn aksellast.

- vil bruddgrensene overskrides for alle skinneprofil; 49E1, 54E3 (både ved 900- og 1100-kvalitet) og 60E1, ved ballastsiffer 0,20 N/mm3. For 49E1 og 54E3 (både ved 900- og 1100-kvalitet) vil brudd oppstå allerede ved 30,0 tonn aksellast.

- vil bruddgrensene overskrides for skinneprofil 49E1 og 54E3 (både 900- og 1100-kvalitet) ved ballastsiffer 0,15 N/mm3. Brudd vil oppstå allerede ved 30,0 tonn aksellast.

  Årsaken til at ikke bruddgrensene overskrides for 60E1 i dette tilfellet er at grunnverdien L blir så stor med dette lave ballastsifferet, slik at nabo aksler vil virke inn på hverandre når det gjelder nedbøyning og bøyemoment, se 4.1.3.1.

Når det gjelder spenninger i kontaktpunktet hjul/skinne p.g.a. aksellast og hjuldiameter og beregning av minste hjuldiameter, er følgende resultat kommet frem med (nominell hjuldiameter på malmvogner: 915 mm, og minste hjuldiameter ved slitt hjul: 857 mm er brukt i beregningene av skinne- og skjærspenninger):

- Skinneprofil 49E1 vil få utvalsing av hodet både ved 30,0 tonn og 32,5 tonn aksellast.

- Skinneprofil 54E3 og 60E1 med høyere stålkvalitet enn 900-kvalitet i hodet vil få liten eller ingen utvalsing av skinnehodet ved økning av aksellasten til 32,5 tonn. Beregningene viser bare overskridelse av de maksimale skinnespenningene. Levetiden vil imidlertid muligens reduseres med 2 – 3 %, p.g.a. økt utnyttelse av maksimal skjærspenning.

- Nominell hjuldiameter 915 mm vil gi bruddspenninger i hodet på skinneprofil 49E1 og 54E3 (1100-kvalitet/R320Cr) ved både 30,0 tonn og 32,5 tonn aksellast.

- Når hjuldiameteren blir slitt ned til 880 mm, og aksellasten er 32,5 tonn, vil det være fare for bruddspenninger i skinnehodet til 54E3 og 60E1 med stålkvalitet 1200 (R350HT).

- Ingen fare for bruddspenninger i skinnehodet til profiler med stålkvalitet 1300 (R370CrHT, R400HT).

Samlet sett kan man ut fra de gjennomførte analysene trekke følgende konklusjoner:

- Skinneprofil 60E1 vil tåle en aksellastøkning fra 30,0 til 32,5 tonn med hensyn til skinnespenninger og utmatting uansett ballastsiffer.

- Skinneprofil 54E3 vil kunne få utmattingsbrudd ved lavere ballastsiffer, dvs. C < 0,20 N/mm3 når aksellasten øker til 32, 5 tonn. I praksis betyr dette en økning av skinnebrudd.

- Skinneprofil 49E1 bør/må ikke ligge i hovedspor og hovedtogspor på stasjoner hvor trafikk med aksellast 32,5 tonn skal fremføres.

- Ved lavere stålkvalitet enn 1300 (R370CrHT og R400HT) i skinnehodet på 54E3 og 60E1 og mindre hjuldiameter enn 880 mm, må det forventes økning i sår og skader på skinnehodet ved en aksellast på 32,5 tonn.

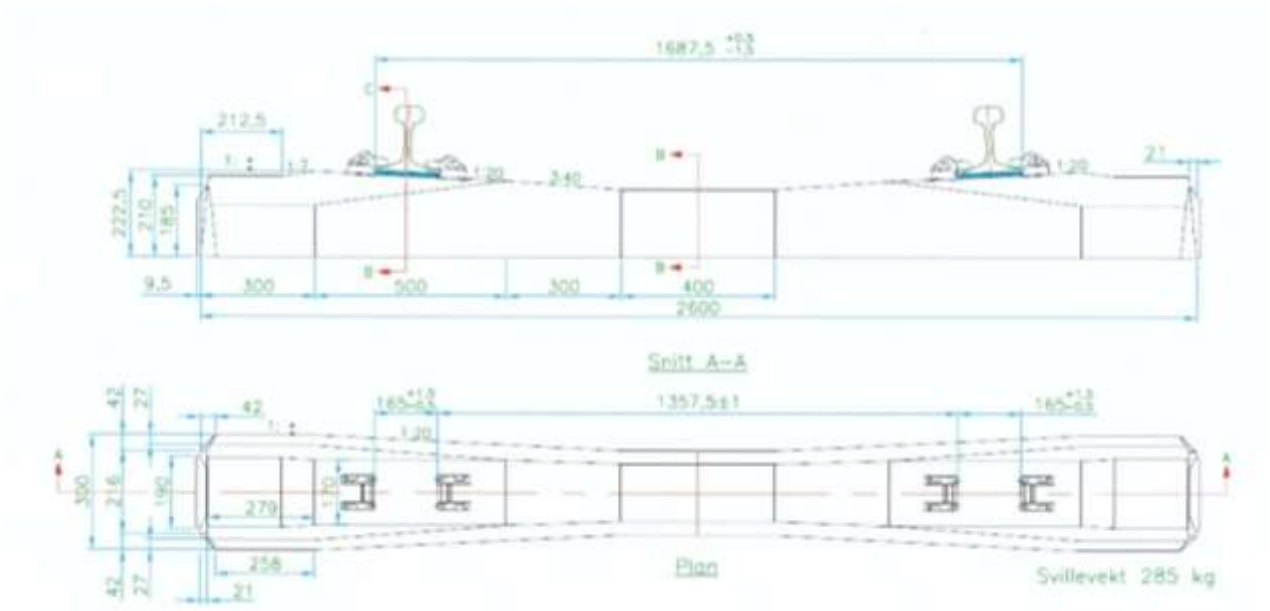
- Dagens betongsviller vil kunne få noe redusert levetid p.g.a. raskere nedknusing, ved økt aksellast til 32,5 tonn.

## 2.4 Betongsviller for 32,5 tonn aksellast

Det er gjennomført en beregning av belastningen på betongsville type JBV 60 som benyttes ved sporfornyelser og nybygging på Ofotbanen [5].

### 2.4.1 Belastning på betongsville JBV 60

I Tabell 2.4.A: Dimensjoneringskriterier for betongsville JBV 60 (Figur 2.4.A) er vist dimensjoneringskriteriene for de nye betongsvillene av type JBV 60. Nominell aksellast er i tabellen for tunglastbaner er angitt til 32,00 tonn. Beregning er gjennomført etter UIC CODE 713 og prEN13230. Senteravstand mellom svillene er bestemt til a = 520 mm.




**Figur 2.4.A:** ***Betongsville JBV 60***

**Tabell 2.4.A: Dimensjoneringskriterier for betongsville JBV 60**

| Togkategori | Passasjertog for høyere hastigheter | Spesielle motorvognsett for høyere hastigheter | Vogner i tunglasttrafikk | Normale godstog |
|---|---|---|---|---|
| Aksellast (tonn) | $A_{nom}$ = 22,50 | $A_{nom}$ = 22,50 | $A_{nom}$ = 32,00 | $A_{nom}$ = 25,00 |
| Hastighet (km/h) | V > 200 | V > 200 | V = 60 | V = 120 |
| Svilleavstand<br>Svillelengde | 600 mm<br>2600 mm | 600 mm<br>2600 mm | 520 mm<br>2600 mm | 600 mm<br>2600 mm |

De er gjort beregninger av svillens kapasitet med hensyn til

- Bøyemomenter i seksjon for skinnesete
- Bøyemomenter i seksjon for svillemidt
- Forhold ved hard undergrunn og frosset ballast

Beregningene med tilhørende vurdering konkluderer med at sville JBV 60 har kapasitet for 32,50 tonns aksellast på grunn av den lave hastigheten (V = 50 – 60 km/h). Videre er normale godstog med aksellast lik 25,00 tonn med hastighet 120 km/h dimensjonerende (forårsaker de største belastningene på betongsvillen).

## 2.5 Belastning på befestigelsen

Det er utført beregning av belastning på befestigelse og tresville [6].

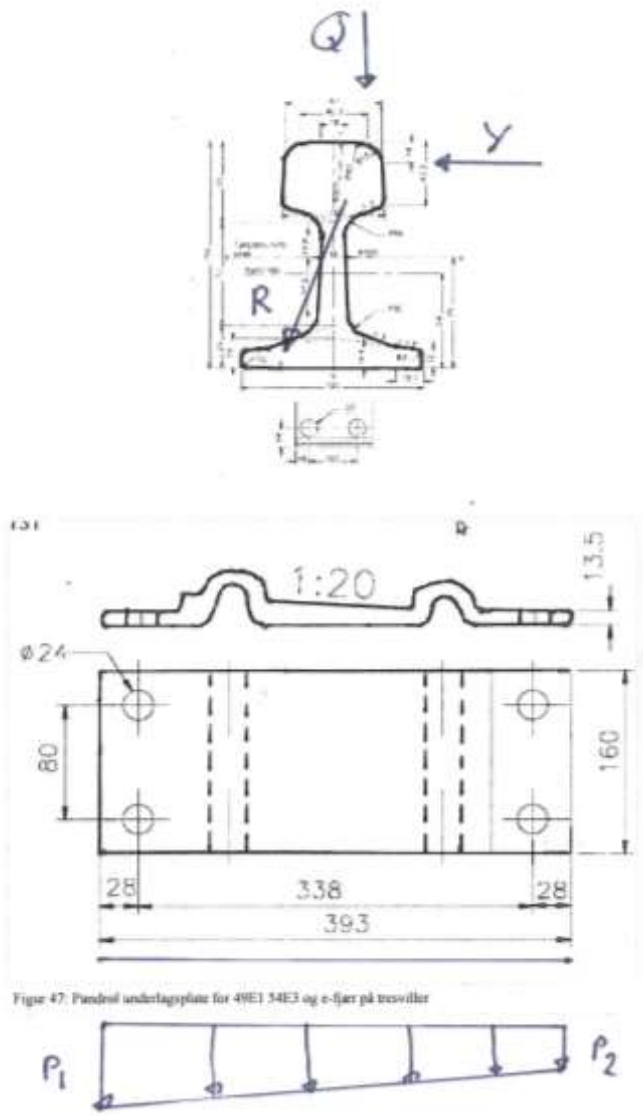
Beregningene er gjennomført for ulike forhold i spor med normal elastisitet og i spor med tilnærming til frosset ballast:

- Idealisert framføring med vertikalkraft på skinne på rett linje med normal hastighet V = 50 km/h
- Kombinasjon av vertikal- og horisontalkraft på rett linje på grunn av sideveis bevegelse iht. Klingels teori med normal hastighet V = 50 km/h
- Kombinasjon av vertikal- og horisontalkraft i kurver med små radier
    - Vurdering med balansert hastighet
- Kombinasjon av vertikal- og horisontalkraft i kurver med små radier
    - Vurdering ved bremsing for redusering av hastighet (v = 6,00 m/s og v = 3,00 m/s)
- Framføring i overgangskurver
    - Belastning på ytterstreng ved maksimal horisontal kraft for oppklatring; $Y = 1{,}2 \cdot Q$
    - Belastning på innerstreng ved lav hastighet

I beregningsunderlaget har det vært nødvendig å vurdere friksjonsforholdene. Iht. EN 13 103 er benyttet en friksjonskoeffisient μ = 0,35. Videre er det lagt til grunn en klemkraft fra fjær på 6,00 kN.

Det har vært en utfordring å definere grenseverdi for kantbelastning fra underlagsplate mot tresville. Bøkesviller er en hard tresort og det legges til grunn en tillatt belastning på skjær $f_{v\,k}$ = 3,80 N/mm$^2$. Denne verdien virker å være representativ for tresorten. Belastning fra skruene i befestigelsen mot trematerialet vil over tid fører til ovale hull i tresviller på grunnet av sideveis belastning.

Det er særlig belastningstrykket fra underlagsplate på tresviller som skal vurderes. Aspektet har betydning da det er observert at underlagsplatene graver seg ned i tresvillene.
*Figur 2.5.A: Virkningslinjen (blå farge) til den resulterende kraft R* i befestigelsen illustrerer aspektet.




**Figur 2.5.A: Virkningslinjen (blå farge) til den resulterende kraft R i befestigelsen**

De største belastningene mot trevirke fra underlagsplate skjer i innerstreng i overgangskurver ved nedbremsing til full stopp. Kantspenningene overskrider anbefalte grenseverdier for trevirke og underlagsplatene graver seg ned i tresvillene, se Figur 2.5.B.



**Figur 2.5.B: Underlagsplate som graver seg ned i tresvillen**

Det er lite trolig at det vil bli installert større underlagsplater. Det må gjennomføres en beregning med større lengdemål for vurdering om et slikt tiltak vil hjelpe.

I frosset ballast vil kantspenningene bli for store i de fleste tilfellene.

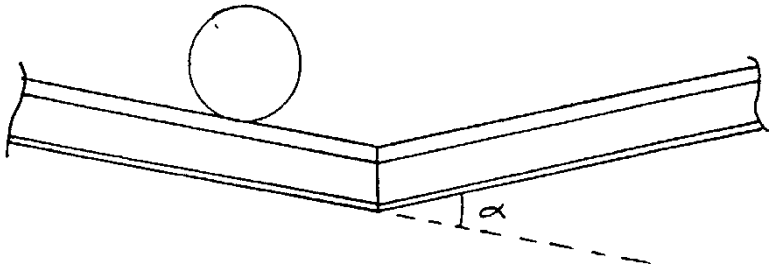
I en testperiode for et tog med 32,50 tonns aksellast i døgnet forventes en av økning i hastighet mht. nedgraving av underlagsplate i tresville. Det blir også en større belastning mot trevirke fra skruene i underlagsplaten. I prøvekjøringsperioden vil det være nødvendig med regelmessige visitasjoner på de mest belastede stedene som vil være sirkelkurver og overgangskurver.

## 2.6 Støt- og slagkrefter ved laskede skjøter, hjulslag og sveiseskjøter

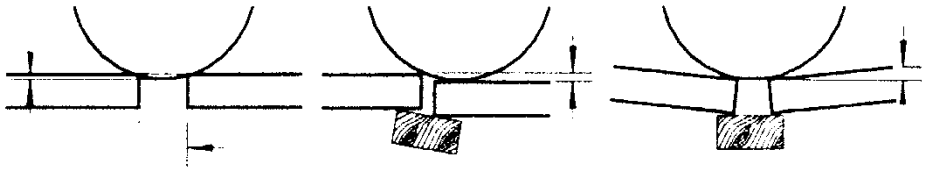
Det er gjennomført en analyse av støt- og slagkrefter ved laskede skjøter, hjulslag og sveiseskjøter [7]. Kreftene har betegnelse $P_1$ og $P_2$.

$P_1$ opptrer umiddelbart i kontaktflaten hjul/skinne og $P_2$ i brøkdels sekunder senere i overbygningen.

Ved irregulariteter på skinnehode og hjulbane vil det ved framføring av materiell oppstå støt- eller slagkrefter. Slike krefter vil opptre i laskede skjøter, men også i forbindelse med hjulslag og andre defekter på hjulbanen til hjulet, ved korte bølgelengder på skinnehodet, ved diskrete irregulariteter samt sveiste skjøter, i sporveksler og ved vilkårlig opptredende ruhet på skinnehodet. Eksempler er vist i *Figur 2*.6.A *og Figur 2*.6.B.




**Figur 2.6.A: Helning av skinne i lasket skjøt**



**Figur 2.6.B: Varianter av lasket skjøt**

Litteraturen beskriver støtkreftene som benevnes P1 og P2. P1 opptrer umiddelbart i kontaktflaten hjul/skinne og P2 i noen få brøkdels sekunder senere i overbygningen.

På Ofotbanen er i eksisterende situasjon hjullasten omtrent 15 tonn og hastigheten er 50 km/h. I en fremtidig situasjon vil hjullasten være 16,25 tonn og hastigheten vil være 50 km/h (i prosjektet). Aspektet medfører at under ellers like forutsetninger vil slagkreftene eller støtkreftene øke.

*Tabell* 2.6.A: P1 og P2 krefter og tiltak som må iverksettes gir en oversikt over opphav til $P_1$ og $P_2$ og hvilke tiltak som må iverksettes.

Tabell 2.6.A: P1 og P2 krefter og tiltak som må iverksettes

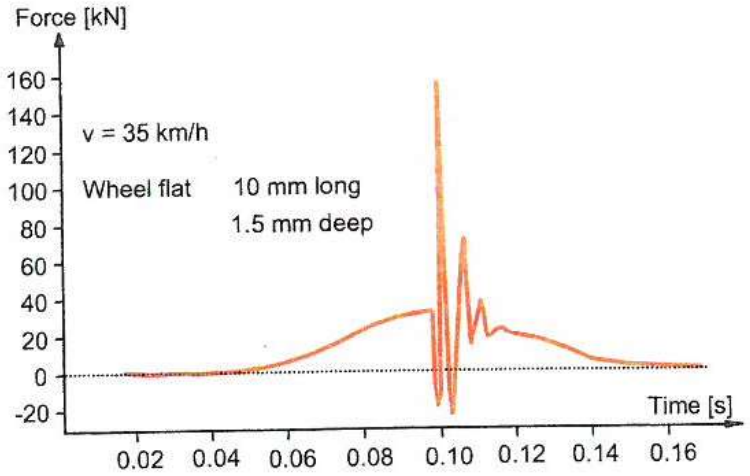
| Type av irregularitet | Utøvende kraft | Vedlikeholdstiltak |
|---|---|---|
| Hjulslag og defekter på hjul | P1; P2 | hjuldreining |
| Korte bølgelengder på skinnehodet | P1; P2 | Sliping<br>(slag- og støtkrefter blir normalt ikke dimensjonerende) |

| | | |
|---|---|---|
| Diskrete irregulariteter i sveise-skjøter, laskede skjøter, sporveksler | P1; P2; rullende materiell | Utretting; sliping, pakking |
| Vilkårlig opptredende ruhet på skinnehodet | P1; P2 | Sliping |
| Vilkårlig opptredende feil i ballast | Rullende materiell | Pakking |

Overgang fra eksisterende situasjon med aksellast lik 30 tonn og hastighet lik 50 km/h til ny situasjon med aksellast lik 32,50 tonn og hastighet lik 50 km/h gir en økning i P1 og P2 på om lag en faktor lik 1,022 og økning i aksellast får en faktor på om lag 1,083. Forskjellen i økning av aksellast og økning i støt- og slagkreftene skyldes i første rekke dempingen i sporkonstruksjonen.

Høyere P1 og P2 vil som følge av irregulariteter på hjul eller spor som vist i Tabell 2.6.A ha betydning for nedbrytingen av sporet. Det forventes at det kan bli økt frekvens i skinnebrudd, spesielt i forbindelse med frosset ballast.

Eksemplet i *Figur 2.6.C: Eksempel for støtkraft mellom skinne og sville i forbindelse med passering av hjul med hjulslag; selv ved lav hastighet for V = 35 km/h kan støtkraften anta* høy verdi illustrerer hvor stor støtkraften kan bli og hvor plutselig den kan inntreffe. Hjulslaget er angitt til å ha lengde 10 mm og dybde 1,50 mm.




**Figur 2.6.C: Eksempel for støtkraft mellom skinne og sville i forbindelse med passering av hjul med hjulslag; selv ved lav hastighet for V = 35 km/h kan støtkraften anta høy verdi**

Det er ikke mulig å forutsi nøyaktig hvor store utslag en slik økning av P1- og P2-kreftene vil forårsake på sporet med umiddelbar virkning. På lengre sikt vil naturlig nok sporet brytes hurtigere ned. Det må derfor i størst mulig grad søkes å unngå høye dynamiske krefter som forårsakes av skjøter, mindre gode utførte sveiser, rifler og bølger på skinnehodet, hjulslag og dobbel flens i hjulbanen. Det blir dermed nødvendig å utføre et vedlikehold som tar hensyn til disse forholdene.

## 2.7 Analyse av ikke oppkjørbar sporveksel relatert til hendelse på Ofotbanen

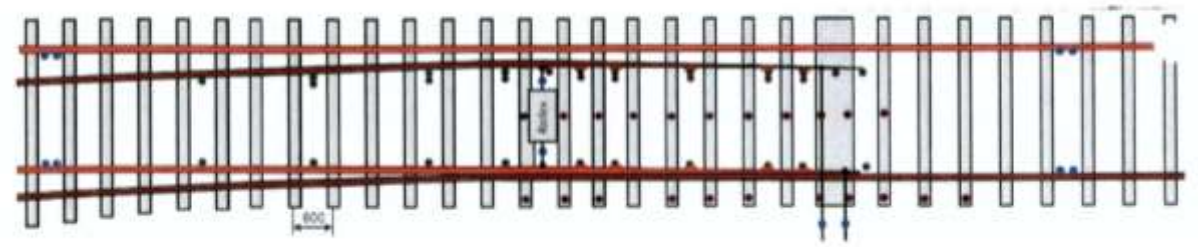
I en faktisk hendelse ble en sporveksel kjørt opp av et malmtog med 30 tonns aksellast på Ofotbanen hvor tungen var tilliggende. Drivstengslene som er dimensjonert for en holdekraft på 100,00 kN holdt, og toget sporet ikke av. Det ble i forbindelse med denne hendelsen utført

en dimensjonering som har karakter av å være «back calculation». Beregningen er dermed fiktiv og er tilpasset hendelsen i den forstand at drivstengslene ble gitt tilstrekkelig kapasitet. Utgangspunktet er friksjonskoeffisienten for hjulet mellom stokkskinne og tunge.

Den samme prosedyren er gjennomført med utgangspunkt i 32,50 tonns aksellast [8].

*Figur 2*.7.A gir et bilde av en sporveksel hvor tungen ikke er tilliggende ved framføring fra venstre mot høyre.

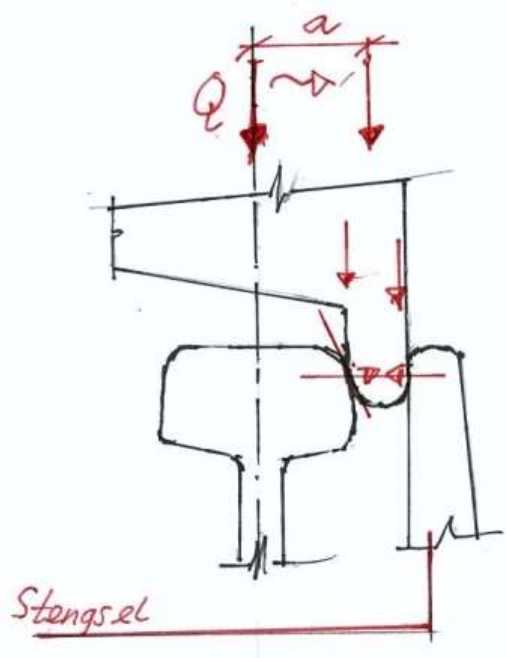
Venstre side Høyre side



**Figur 2.7.A: Parti av sporveksel; figuren viser fraliggende tunge (riktig stilling) for venstre skinnestreng i kjøring fra venstre mot høyre**

I tilfellet av at tungen er tilliggende for venstre skinnestreng i kjøring fra venstre mot høyre, vil sporvekselen bli kjørt opp. Denne situasjonen er analysert. Sporvekselen skal i prinsippet ikke være oppkjørbar.

*Figur 2.7.B: Hjulflens inneklemt mellom skinne og tunge ved oppkjøring i* en sporveksel viser hjulflens til et hjul som er inneklemt mellom skinne og tunge i forbindelse med oppkjøring av en hjulaksel.




**Figur 2.7.B: Hjulflens inneklemt mellom skinne og tunge ved oppkjøring i en sporveksel**

I *Figur 2*.7.B vurderes den realistiske hendelse at lik del av kraft Q fra hjul overføres til tunge og skinne. Tungen antas å bli holdt fast i tilliggende stilling på grunn av stengslene slik at kraftoverføring er mulig. Skinnen holdes fast ved befestigelsen.

Det legges til grunn en dimensjonerende holdekraft i stengslene tilsvarende en lateral kraft på 100 kN. Aksellasten er 30,00 tonn. Stengslene i drivmaskinene for sporveksler på Ofotbanen er konstruert for en slik holdekraft for denne aksellasten. Denne kraften vil også virke på skinne, men motsatt rettet.

For en aksellast på 32,50 tonn er den utøvende horisontale kraft beregnes til 100,60 kN > 100,00 kN for aksellast lik 32,50 tonn i en sterkt forenklet modellering.

Den lille overskridelsen forventes ikke å gi brudd på stengselen. Hjulflensen vil da klatre opp på skinnehodet og vekseltungens hode med fare for avsporing. Hjulflensen vil så løpe over skinnetungen og vil da kunne påføre skade på tungespissen som vist på Figur 2.7.C



**Figur 2.7.C:** ***Deformert knivblad i tunge ved oppkjøring***

## 2.8 Bremsekraft for opprettholdelse av konstant hastighet

For å kunne kontrollere at togene som kommer ned fra Bjørnfjell og til Narvik har tilstrekkelige adhesjonsforhold med tanke på å kunne opprettholde tillatt hastighet og ikke minst kunne stoppe toget, er det gjort beregninger av nødvendige bremsekrefter. I [9][9] er det gjort beregninger av tilstrekkelig bremsekraft for å kunne opprettholde konstant hastighet.

LKAB benytter 2 typer bremser som begge er avhengig av adhesjonen mellom hjul og skinne:

- Blokkbremser mot hjul på godsvogner
- El-dynamisk brems fra lokomotivet

### 2.8.1 Bremsing med blokkbremser

I en fallende gradient på 17 ‰ i langsgående retning regnes retardasjonen til $r_X = 0{,}172$ m/s$^2$. Dette gir en nødvendig adhesjon (eller friksjon) på 0,0175. Adhesjonskoeffisienten er meget lav og vil praktisk alltid kunne oppfylles; også for våte skinner.

Dersom alle hjul på alle aksler bidrar ensidig med blokkbrems behøves en kraft mot skinnehodet på ca. 2,80 kN. Dette er en meget liten adhesjonskraft.

### 2.8.2 Bremsing med El-dynamisk brems fra lokomotiv

LKABs lokomotiver har en kapasitet på dynamisk brems tilsvarende 750 kN fordelt på 12 aksler eller 24 hjul.

Det er beregnet at nødvendig bremsekraft fra 68 lastede malmvogner er for høy for at El-dynamisk brems kan benyttes aleine for opprettholdelse av konstant hastighet.

Bremsing må være en kombinasjon av El-dynamisk brems og blokkbremser mot hjulene på vognene.

## 2.9 Bremsekraft for nedbremsing til full stopp i normal trafikk

I [10][10] er det gjort beregninger av tilstrekkelig bremsekraft for nedbremsing til full stopp ved normal trafikk. Et malmtog består av 68 vogner og 2 lokomotiv med en samlet lengde på ca. 760 m.

I en fallende gradient på 17,5 ‰ må det utøves store krefter for nedbremsing til full stopp.

Beregningene er utført iht. 2 system:

- TRV, signal
- Mekanisk betraktning

I begge betraktningsmetodene blir det tatt utgangspunkt i en adhesjonskoeffisient på 0,07 som beskriver relativt tørre skinner. Dette gir en retardasjon lik ca. 0,50 m/s$^2$.

Inkludert reaksjonslengde blir den samlede lengde til full stop L =373 m.

Det er ikke kjent hvilken bremsekapasitet vognene har. Dersom det utøves samme bremsekraft for 32,5 tonns aksellast som for 30,0 tonns aksellast vil aspektet føre til en reduksjon av retardasjonen og bremselengde inklusive reaksjonslengde vil øke med ca. 17 m til ca. 390 m.

## 2.10 Bremsekraft for nedbremsing til full stopp ved nødbrems i test

Det er gjennomført en analyse av bremsekraft for nedbremsing til full stopp ved nødbrems [11].

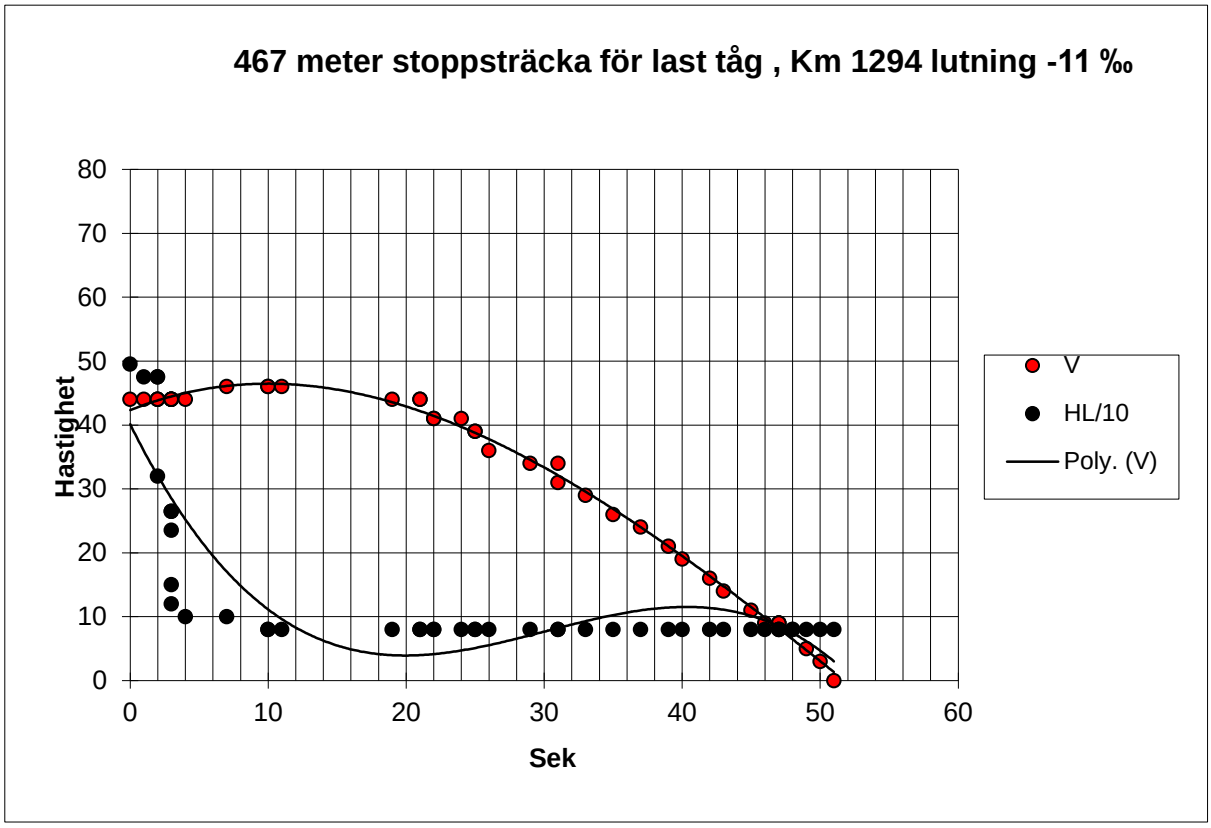
Det refereres til gjennomført bremseprøver for malmvogn FAmmoorr F $^{050}$ på Malmbanans søndre omløp i Sverige i 2013 [12]. Fra rapporten er det hentet to referanser; se tabell side 4.

Fra rapporten er hentet to referanser som vist i Tabell 2.10.A.

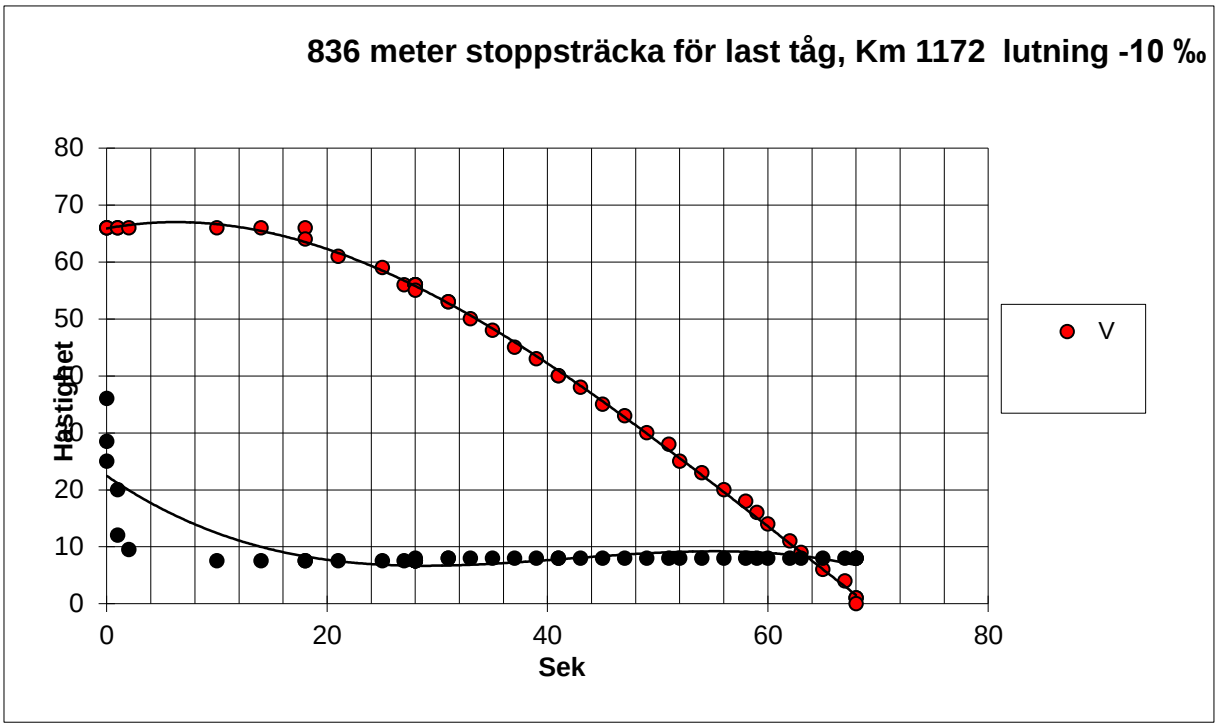
**Tabell 2.10.A:** Verdier på relevante parametere ved bremseprøving i tabell 4 i [12]

| Referansetilfelle | Hastighet (km/h) | Helning (‰) | Retardasjon (m/s$^2$) | Bremselengde (m) | Tid (sekunder) |
|---|---|---|---|---|---|
| 1 | 44 | 11 | 0,36 | 467 | 51 |
| 2 | 66 | 10 | 0,23 | 863 | 81 |

Resultatene er framkommet ved bremseprøving på spor. Grafene i Figur 2.10.A og Figur 2.10.B viser togets hastighet som funksjon av tiden i bremsetesten.




**Figur 2.10.A: Bremsetid for et malmtog med utgangshastighet 44 km/h i spor med fallende gradient lik 11 promille; stoppstrekningen er angitt til 467 m med retardasjon lik 0,36 m/s2**




**Figur 2.10.B: Bremsetid for et malmtog med utgangshastighet 66 km/h i spor med fallende gradient lik 10 promille; stoppstrekningen er angitt til 863 m med retardasjon lik 0,23 m/s$^2$**

Iht. informasjon og erfaring fra bremseprøvene i Sverige er det i betraktningene for Ofotbanen benyttet en retardasjon $r_X$ = 0,25 m/s$^2$.

Adhesjonen blir meget lav; $\alpha_B$ = 0,043.

Bremsekraft mot skinne fra hvert hjul beregnes til 6,45 kN for 30,0 tonn aksellast. Samlet bremselengde er beregnet til 566 meter inkludert reaksjonslengde.

Dersom den samme bremsekraft utøves for 32,5 tonn aksellast på vognene, blir utnyttelse av adhesjonen lavere ($\alpha_B$ = 0,040).

Bremselengde beregnes til 599 m; dvs. en økning på ca. 33 m.

Det her vært behov for å gjennomføre en bremseprøve for et normativt malmtog med aksellast lik 32,5 tonn på Ofotbanen for verifisering. Denne bremseprøven ble gjennomført den 1.desember 2016. Rapporten fra bremseprøven er ferdigstilt men det avventes vurdering fra Jernbaneteknologi, men testen er foreløpig karakterisert som tilfredsstillende og gir sammenlignbare resultater i forhold til bremsetesten på svensk side.

## 2.11 Vurdering av skinnevandring ved bremsing

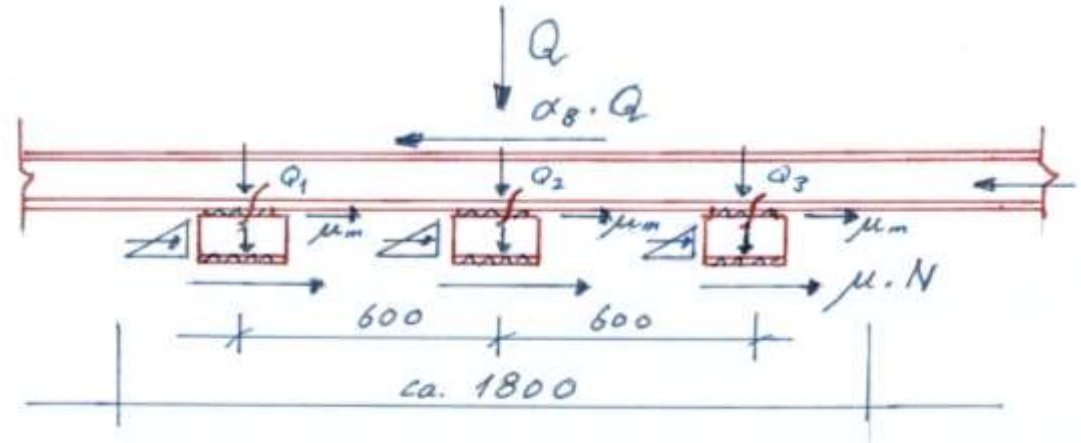
Det er gjennomført en beregning for vurdering av skinnevandring og sporvandring ved bremsing [13].

Det vurderes ulike tilstander:

- Framføring i konstant hastighet (ikke El dynamisk brems)
- Framføring i bremset tilstand til full stopp ved blokkbremsing

- Antakelse om kritisk tilstand mht. adhesjonskoeffisient for nedbremsing til full stopp ved blokkbremsing
- Adhesjonsforhold med EL brems fra lokomotiv

*Figur 2.11.A: Modelloppbygning for vurdering av skinnevandring ved bremsing; svilleavstand skal være* 520 mm viser en oversikt mht. system og modellering.




**Figur 2.11.A: Modelloppbygning for vurdering av skinnevandring ved bremsing; svilleavstand skal være 520 mm**

Det framgår i modellen at kraften fra et hjul antas fordelt over 3 sviller mht. å yte motstand mot skinnevandring og sporvandring. Q er hjulkraft og $\alpha_B \cdot Q$ er tangentialkraft hvor $\alpha_B$ er adhesjonskoeffisient eller friksjonskoeffisient. Avstanden mellom svillene skal være 520 mm (ikke 600 mm).

### 2.11.1 Framføring i konstant hastighet (ikke El-dynamisk brems)

I en idealisert framføring er nødvendig adhesjon beregnet til $\alpha_B$ = 0,0175. Dette er en svært lav verdi. Med en gjennomsnittlig vertikal kraft på hver sville på (160/3) kN = 54 kN gir aspektet en friksjonskraft over hver sville på 0,95 kN.

Det er 2 fjærer i hver befestigelse og hver fjær må utøve en minste klemkraft på ca. 6,00 kN i et helsveist spor; til sammen 12,00 kN.

Akkumulert klemkraft er vesentlig større enn utøvende tangentialkraft ved idealisert bremsing. Skinnevandring skulle derfor ikke forekomme.

Mht. vurdering av sporvandring legges til grunn at pukken utøver et passivt trykk mot halve sville på ΔH = 1,00 kN.

Nødvendig friksjon under sville beregnes:

$$\mu = \frac{\alpha_B \cdot Q - \Delta H}{N} = \frac{0{,}95 - 1{,}00}{54{,}60} \approx 0{,}00$$

I en idealisert framføring er beskjeden friksjon under sville tilstrekkelig og sporvandring forekommer ikke.

I tilfellet av avvik fra nøytraltemperatur oppstår spenninger i skinneprofilet. Med et gjennomsnittlig avvik på 15 °C over en lengde på antatt 200 m vil det bli utøvd en kraft på hver klemfjær på 0,33 kN.

Samlet kraft fra bremsing og temperaturendring for opptakelse i befestigelsen beregnes i underkant til 1,00 kN < 6,00 kN.

Videre er nødvendig friksjon fra tresville mot pukk beregnet til μ = 0,03.

Verken skinnevandring eller sporvandring vil forekomme.

### 2.11.2 Framføring i bremset tilstand til full stopp ved blokkbremsing

I rapporten fra LKAB vedr. bremseprøver [12] rapporteres det om en største retardasjon lik 0,36 m/s$^2$ i spor med fallende gradient på 11 ‰ for bremsing til full stopp. Dette tilsvarer en adhesjonskoeffisient på 0,048. Denne koeffisienten betraktes som lav.

Det kan ikke utelukkes at en høyere adhesjonskoeffisient vil forekomme; særlig ved tørre skinner. Dette vil være en funksjon av vognenes kapasitet på bremsekraft. Det er derfor i beregningene antatt en adhesjonskoeffisient på 0,070.

Videre legges til grunn nedbremsing til full stopp i overgangskurve. Dette gir en omfordeling av vertikalkreftene med pålastning på indre skinnestreng og tilsvarende avlastning på ytre skinnestreng.

Det er antatt en vertikalkraft på indre skinnestreng lik 180,00 kN, dvs. en kraft på 60,00 kN på hver sville iht. modelleringen. Adhesjonskraften (den tangentiale kraft) blir dermed under forutsetningene lik 4,20 kN som er lavere enn kapasiteten for 2 klemfjærer på 2 · 6,00 kN = 12,00 kN for befestigelsen som kan antas å ha slitte komponenter. Skinnevandring skulle dermed ikke forekomme.

Tilsvarende er nødvendig friksjon under sville mot pukken beregnet til 0,053 for å unngå sporvandring. Dette vilkåret regnes for å være oppfylt for sviller under forutsetning av tett kontakt mellom sville og pukk.

For avvik fra nøytraltemperatur er antatt en langsgående kraft i skinnene på 248,00 kN. Det antas at denne kraften fordeles over en lengde på 200 m.

Nødvendig klemkraft i fjærene er beregnet til 2,43 kN < 6,00 kN.

Nødvendig friksjon mellom sville og pukk er beregnet til 0,064 som trolig er oppfylt under forutsetning av tett forbindelse mellom sville og pukk.

### 2.11.3 Antakelse om kritisk tilstand mht. adhesjonskoeffisient for nedbremsing til full stopp ved blokkbremsing

For særlig tørre skinner kan adhesjonskoeffisienten anta verdier på 0,35 – 0,40. Det blir et spørsmål om kapasiteten på bremsing mht. bremsekraft er så stor at den kan utnyttes.

Det gjennomføres en beregning med $\alpha_B$ = 0,20.

Kvasistatisk kraft mot tresville (gjennomsnitt av kraft på 180 kN på 3 sviller):

$$Q_{KV.STAT.} = 60{,}00\ kN$$

Adhesjonskraft mot skinnehodet over befestigelsen i tresville:

$$\alpha_B \cdot Q_{KV.STAT.} = 0{,}20 \cdot 60{,}00 = 12{,}00\ kN$$

Adhesjonskraften blir lik kapasiteten for 2 klemfjærer i befestigelsen hvor det legges til grunn slitte komponenter (slitte isolatorer). En adhesjonskoeffisient $\alpha_B$ > 0,20 vil trolig føre til skinnevandring.

Friksjonskoeffisient for tresvillen mot ballastsengen μ beregnes:

$$\mu = \frac{H}{N} = \frac{\alpha_B \cdot Q_{KV.STAT.} - \Delta H}{N} = \frac{12{,}00 - 1{,}00}{60{,}62}\ kN = 0{,}18$$

Friksjonskoeffisienten mot ballastsengen antar en meget høy verdi og det blir et spørsmål om ikke kapasiteten blir overskredet slik at det blir vandring av sporstigen. Det kreves tett forbindelse mellom sville og pukk.

For en endring i skinnetemperaturen på 15 °C er samlet kraft i skinnen beregnet til 248 kN. Det er antatt at denne kraften virker over en lengde på 200 m.

Kraft på en fjær blir:

$$\left(\frac{1}{2} \cdot 12{,}00 + 0{,}33\right) = 6{,}33\ kN \quad > \quad 6{,}00\ kN$$

Aspektet vil trolig føre til skinnevandring.

Trykket mot ballastsengen fra tresville:

$$\mu = \frac{H}{N} = \frac{12{,}00 + \frac{248}{380} - 1{,}00}{60{,}62} = \frac{12{,}00 + 0{,}65 - 1{,}00}{60{,}62}\ kN = 0{,}19$$

Kapasitet på friksjon mellom tresville og pukk må være relativt høy for at vandring av sporstigen skal unngås. Det blir et spørsmål om friksjonskoeffisienten kan bli så stor.

Behov for installering av svilleanker må vurderes i løpet av testperioden.

### 2.11.4 Adhesjonsforhold med EL-dynamisk brems fra lokomotiv

El-dynamisk brems kan benyttes ved nødvendig bremsing for framføring i konstant hastighet og ved nedbremsing til full stopp. Utnyttelse av kapasiteten for El-dynamisk brems er en funksjon av adhesjonskoeffisienten.

I beregningen under tas utgangspunkt i maksimal utnyttelse av kraft fra dynamisk brems. Lokomotivet har en kapasitet på 750 kN på El-dynamisk kraft fordelt på 24 hjul.

Denne kraften er summen av belastning fra lokomotivet og fra en prosentandel av vognene:

$$F_{\alpha B} = m_B \cdot r_X + F_X = 750\ kN$$

Dette gir en langsgående kraft mot skinnehodet fra hvert hjul:

$$F_{\alpha B} = \frac{750}{24} = 31{,}25\ kN$$

Denne kraften antas å bli fordelt over 3 sviller. For hver befestigelse blir den langsgående kraft:

$$\frac{1}{3} \cdot F_{\alpha B} = \frac{1}{3} \cdot 31{,}25 = 10{,}40\ kN \quad < \quad 12{,}00\ kN$$

Det er antatt at 2 fjærer med slitte komponenter har en kapasitet på 12,00 kN for hver befestigelse. Dette skulle være akkurat nok til å hindre skinnevandring.

Friksjonskoeffisienten mot tresvillen blir:

$$\mu = \frac{\frac{1}{3} \cdot F_{\alpha B} - \Delta H}{N} = \frac{10{,}40 - 1{,}00}{60{,}62} = 0{,}16$$

Friksjonskoeffisienten må betraktes som relativ stor og fører trolig til vandring av sporstigen.

Dersom det antas en kraft i skinnen på grunn av temperatur på 248 kN, øker kraften på en fjær til (10,40 + 0,33) = 10,73 kN.

Koeffisient mot ballastsengen:

$$\mu = \frac{H}{N} = \frac{10{,}73 + \frac{248}{380} - 1{,}00}{60{,}62} = \frac{10{,}73 + 0{,}65 - 1{,}00}{60{,}62} = 0{,}17$$

Dette vil trolig gi vandring av sporstigen.

### 2.11.5 Konsekvenser for nedbremsing til full stopp i kurver og overgangskurver

Nedbremsing til full stopp i kurver og overgangskurver medfører lavere hastighet og dermed overskuddsoverhøyde. Aspektet bidrar til pålastning på indre skinnestreng og avlastning på ytre skinnestreng. Dette fører til større hjulkraft på indre skinnestreng og mindre hjulkraft på ytre skinnestreng.

Det er i de foregående beregningene tatt utgangspunkt i en gjennomsnittlig hjulkraft på $Q_{HJUL}$ = 160 kN for framføring i balansert hastighet.

Ved nedbremsing ble det antatt en hjulkraft i indre skinnestreng lik 180 kN. Avlastning er lik pålastning og dette betyr at hjulkraft i ytre skinnestreng kan antas til 140 kN.

Under ellers like forhold i sporet vil aspektet kunne føre til skjevstilling av sviller i sporet dersom adhesjonsforholdene blir store nok og er de samme for begge skinnestrenger; trolig for $\alpha_B$ > 0,20 – 0,25. For en så høy adhesjonskoeffisient vil den langsgående bremsekraft for indre skinnestreng bli så stor at det kan komme til skinnevandring på grunn av slitte komponenter i befestigelsen. For ytre skinnestreng blir langsgående skinnekraft mindre.

### 2.11.6 Konklusjon

Det er sannsynliggjort at en adhesjonskoeffisient > 0,18 – 0,20 vil føre til skinnevandring og sporvandring ved nedbremsing til full stopp med blokkbremsing. Det er videre sannsynliggjort at det kan forekomme skjevstilling av sviller i kurver og overgangskurver på grunn av ulik belastning på inner- og ytterstreng på steder hvor det foregår nedbremsing. Sporvandring vil lettere kunne opptre enn skinnevandring. Dette forholdet må holdes under oppsikt i forbindelse med prøvekjøringen og montering av svilleankere bør vurderes dersom det i forbindelse med prøvekjøringen registreres at skinnevandring tiltas.

## 2.12 Rapport fra SWECO

Det er mottatt rapport fra SWECO for tilstandsvurdering av sporet på Malmbanan for februar 2016. Det har da vært 6 måneders drift med 32,50 tonn aksellast.

Utdrag 1 fra rapporten:

**Sammanfattning**
Under februari månad har aktiviteter utförts enligt kontrollprogrammet. I denna månadsrapport har informationen under kapitel 7 tonnage hämtats från LKABs kalibrerade våg i Vitåfors. Noterbart är svårigheten att fylla vagnarna och uppnå axellasten 32,5 ton. För februari låg knappt 33 % av axlarna över 31 ton. Hittills finns inga indikationer som direkt visar att den ökade axellasten påverkar anläggningen.

Det noteres at det er vanskelig å oppnå 32,50 tonn aksellast for alle vogner. Etter 6 måneders drift er det ikke notert konsekvenser på infrastrukturen på Malmbanan.

Utdrag 2 fra rapporten:

**2 Spår**
**2.1 Sammanfattning spår**
Under månaden har inga mätbara eller synbara förändringar specifikt kopplade till ökad axellast skett inom spår.

**2.2 Kontrollprogram - spår**

**2.2.1 Diagramkontroll, S2**
Inga mätbara eller synbara förändringar specifikt kopplade till ökad axellast kan påvisas.

**2.2.2 Snäva radier, S4**
Inte i kontrollprogram denna månad.

**2.2.3 Rälsskador, S5**
Inte i kontrollprogram denna månad.

**2.2.4 Sliprar/Befästningar/isolatorer, S6**
Inte i kontrollprogram denna månad.

**2.2.5 Spårväxlar, S7, S13, S14**
Inga mätbara eller synbara förändringar specifikt kopplade till ökad axellast kan påvisas.

**2.2.6 Kontaktledningsstolpar, S8**
Inte i kontrollprogram denna månad.

**2.2.7 Besiktningar (Bessy), S3**

Inga mätbara förändringar specifikt kopplade till ökad axellast kan påvisas.

#### 2.2.8 Felrapporter (Ofelia), S3

Inga mätbara förändringar specifikt kopplade till ökad axellast kan påvisas.

Det er ikke observert synlige effekter av økt aksellast.

**Utdrag 3**

#### 3.2.7 Spårkraftsmätning, G7

I Sävast finns en spårkraftmätare som mäter krafterna från de tåg och vagnar som rullar förbi. Varje axel avläses individuellt. Dessa uppgifter tas från LKABs månadsrapport.

***Laterala krafter***

Med laterala krafter avses sidokrafter från vagnarna på spåret.
Mätningarna i Sävast visar fortsatt att skillnaden i vertikala krafter är ca 5 % (4,3 i februari) skillnaden i medel lateralkraft jämfört med ordinarie malmtåg ligger för februari kring 13 %, detta är en minskning från 16,5 % föregående och något närmare de 10 % som var vanligast de första månaderna.

**Tabell 2.12.A: Krafter och laster från spårkraftsmätaren i Sävast, nedersta raden visar medel av alla dagars maxvärden.**

| Parameter | Tunga tåg | Ref. tåg | Kvot |
|---|---|---|---|
| Medel axellast (ton) | 29,27 | 28,07 | 104,3 % |
| Medel lateralkraft (kN) | 22,51 | 19,92 | 113,0 % |
| Max lateralkraft (kN) | 48,56 | 44,04 | 110,2 % |

Ytterligare information finns i LKABs månadsrapport.

#### 3.2.8 Stabilitetsbesiktning, G8

Inte i kontrollprogram denna månad.
Tabellen viser at det er vanskelig å oppnå 32,50 tonns aksellast (se Sammanfattning). Videre viser tabellen at de laterale midlere og maksimale krefter fra malmvognene er svært lave. Det er imidlertid et spørsmål om hvilken kurveradius og i hvilken frekvens kreftene er målt og evaluert i.

## 2.13 Overvåkning og vedlikehold av overbygning

Det er gjennomført en analyse av eventuelle behov for ekstra overvåkning og vedlikehold i forbindelse med prøvekjøringen med 32,5 tonns aksellast [14].

### 2.13.1 Generelt

Det tunge vedlikeholdet er relatert til frekvenser for maskinelle operasjoner:

- Sliping av skinnehodet på skinnene
- Pakking med sporjustering og stabilisering
- Ballastrensing

Stedvis og punktvise vedlikeholdsarbeider for overbygningen vil bli vurdert (for eksempel reparasjon av skinnebrudd). Underbygningen må også inspiseres og vedlikeholdes.
I hovedsak eksisterer 4 hovedparametere for nedbrytning av sporet knyttet til det rullende materiell:

- Akkumulert tonnasje

- Aksellast
- Krefter fra lokomotiv (traksjon og bremsing) og vogner (bremsing)
- Hastighet

Av disse parameterne vil de 3 første forårsake nedbrytningen av sporet på Ofotbanen. Den lave hastigheten på 50 km/h vil ha mindre betydning. Aksellasten veier tyngst og i en vektet vurdering for beregning av nedbrytningen, må denne parameteren tillegges størst betydning.

### 2.13.2 Prosjekt NORSK

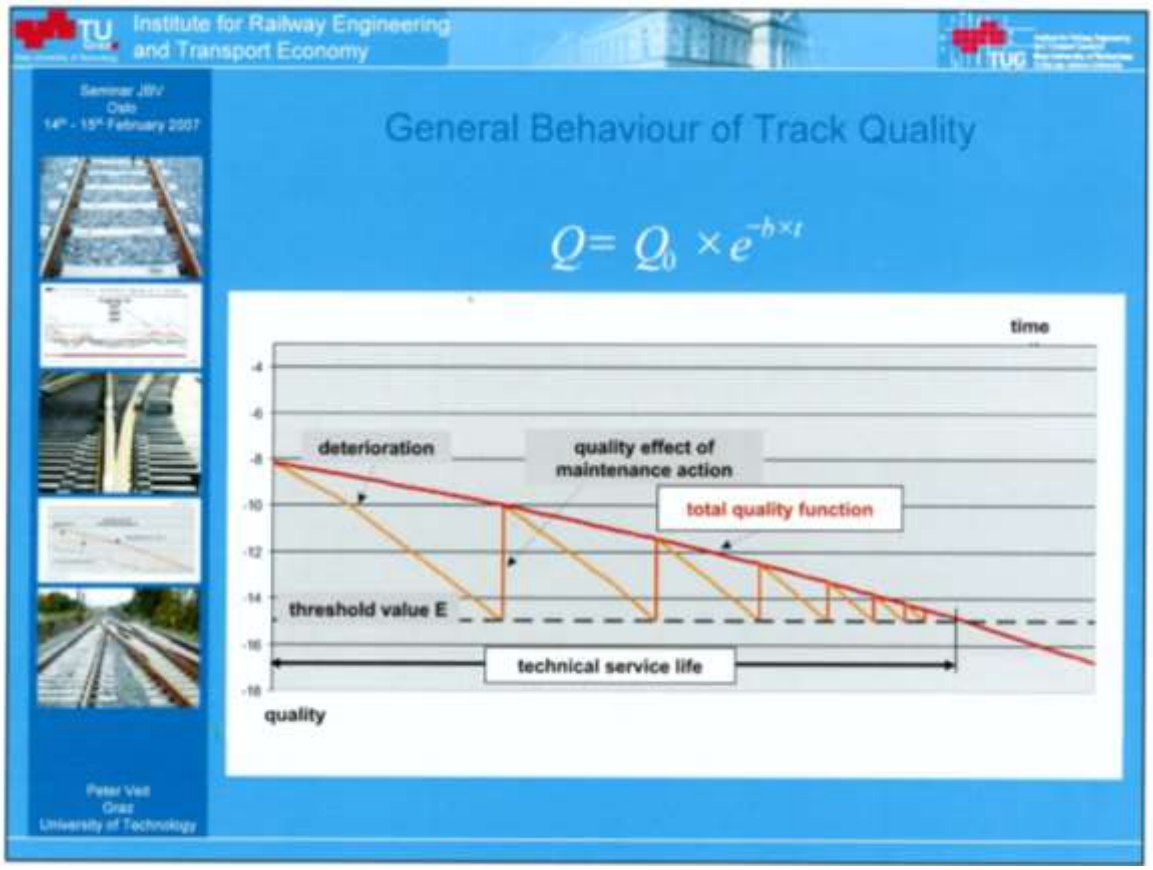
Omkring perioden 2005 – 2007 hadde JBV et prosjekt (NORSK) i samarbeid med TU Graz i Østerrike for å studere nedbrytningsmekanismer på utvalgte strekninger til JBV. En av strekningene var Ofotbanen. I dette prosjektet ble filosofien for nedbrytningsmekanismene i sporet til professor Peter Veit benyttet.

Nedbrytningen av sporet kan beskrives ved hjelp av en e – funksjon (dvs. eksponential nedbrytning) og lyder (TU Graz ved professor Peter Veit):

$$Q = Q_0 \cdot e^{-b \cdot t}$$

Termen Q0 er utgangskvalitet for sporet før igangsetting av trafikken. Q er den kvalitet som sporet får iht. trafikken etter en tidsperiode t. Termen b er en koeffisient som kan beregnes med bakgrunn i registrert historisk sporforringelse.

I Figur 2.13.A er vist utviklingen av sporkvalitet over tid på generelt grunnlag. Bildet er altså ikke spesielt knyttet til Ofotbanen; men må betraktes som en generell vurdering.




**Figur 2.13.A: Nedbrytningsforløp i et spor (Professor Peter Veit; foredrag i forbindelse med NORSK prosjektet)**

Den vertikale akse i systemet illustrerer sporkvaliteten og har verdi Q0 ved tidspunktet t = 0. I løpet av første periode forringes sporets kvalitet ned til en definert kvalitetsverdi (threshold value E) og det blir nødvendig å gjennomføre vedlikehold; i dette tilfellet pakking med sporjustering og stabilisering. Dermed forbedres sporets kvalitet opp til et visst nivå som imidlertid ikke er like godt som begynnelsesnivået.

Syklusene gjentas med definerte mellomrom; men syklusperiodene blir stadig kortere. Det oppnås en sporforbedring ved hvert tiltak for vedlikeholdsarbeid, men det oppnås ikke samme kvalitet som etter foregående vedlikeholdstiltak.Til slutt blir utvidet vedlikehold nødvendig i form av ballastrensing eller total utskiftning av alle komponenter i sporet (også pukk). Figuren illustrerer meget godt forventet hendelsesforløp over en periode på for eksempel 75 år.

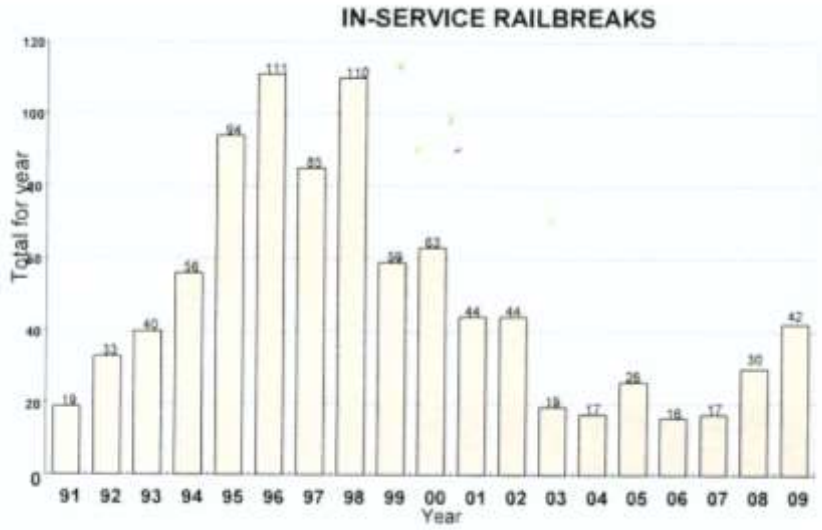
I forbindelse med prosjektet ble det utarbeidet en skjematisk oversikt for alle typer arbeid relatert til frekvenser basert på historiske data

### 2.13.3 Foredrag fra TRANSNET på IHHA 2011 i Calgary

I foredrag fra TRANSNET på IHHA-konferansen i Calgary i 2011 ble det presentert data om hvordan tungt periodisk vedlikehold må økes ved vekst i transportert volum. I Lysark 21, Figur 2.13.B, ble det angitt viktige nøkkeltall for avgjørende parametre for alle år i perioden 2007 til 2013 (prognoser for 2012 og 2013).

**Increased maintenance with volume growth**

| Year | 2007 | 2008 | 2009 | 2010 | 2011 | 2012 | 2013 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Million Gross Tons | 55 | 62 | 73 | 82 | 88 | 103 | 138 |
| Tamping Cycle per year | 7 | 6 | 6 | 5 | 5 | 4.8 | 4 |
| Grinding cycle per year | 2 | 2 | 3 | 3 | 4 | 4 | 6 |
| Rail life span / rail replacement (per year) | 27 (64Km) | 24 (72Km) | 21 (82Km) | 18 (96Km) | 17 (102Km) | 15 (116km) | 11 (158Km) |
| Ultrasonic Measurement Car cycles / year | 4 | 6 | 8 | 8 | 10 | 10 | 12 |
| IM2000 cycle per year | 4 | 5 | 6 | 6 | 7 | 8 | 11 |




**Figur 2.13.B: Lysark 21 Vedlikeholdsdata over en 5 – 6 års periode samt antall skinnebrudd over en 20 års periode på jernbanenettet til TRANSNET (TRANSNET foredrag i IHHA i Calgary i 2011)**

Den årlige akkumulerte tonnasje for 30 tonns aksellast har trolig passert 100 mill. brutto tonn. Dersom det antas 17 tog med lastede vogner for 40 tonn aksellast og 68 vogner som i dag, blir den årlige belastning på Ofotbanen: 365 x 15 x 68 x 160 = ca. 67 mill. tonn. Tallene for 2007 og 2008 i lysarket kan være et sammenligningsgrunnlag.

Den tyngste parameter for slitasje på sporet er aksellasten; men den årlige akkumulerte tonnasje er også av betydning.

Sliping:
Det legges merke til at frekvensen for sliping har økt med voksende trafikkmengde (år 2011: 4 ganger pr. år for en akkumulert belastning på 88 mill. brutto tonn). Oversikten i tabellen til TRANSNET viser sliping i frekvenser på ca. 22 – 27 mill. akkumulert tonnasje. Trolig utføres sliping med hyppige frekvenser på grunn av dannelse av bølger og rifler på skinnehodet. Slike rifler og bølger medfører store dynamiske krefter som fører til nedbrytning av sporet.

Oversikten i tabellen bør være en god indikator for hyppighet av sliping på Ofotbanen ved økt belastning. Sliping på Ofotbanen blir et viktig aspekt i vedlikeholdsarbeidet.

Pakking:
Det legges merke til at antall pakkinger synker med vekst i volumet (7 ganger i 2007 og 4 ganger i 2013). Dette er ikke uten grunn. Pakking er nødvendig; men sliter på pukksteinene og bidrar til forurensing av ballasten. Derfor har trolig antallet av sliping pr. år vokst. Spørsmålet blir hvor ofte det må pakkes på sporet pr. år på Ofotbanen.

Skinnebytte:
For år 2007 er livstidslengden for en skinne ca. 27 år på banen i Sør Afrika. Med prognose for økende vekst i volumet er livstidslengden forkortet ned til 11 år i år 2013. Ofotbanen opererer med større aksellast, men legger opp til en romslig og god sporgeometri. Det er stort fall i langsgående lengderetning på Ofotbanen; noe som betyr anvendelse av mye energi ved bremsing.

Inspeksjon:
TRANSNET gjør bruk av hyppige inspeksjoner for ultralyd for kontroll av skinnene og til målevognkjøring for kontroll av sporets geometriske kvalitet. Dette vil også bli nødvendig for Ofotbanen.

Skinnebrudd:
I Lysark 21 er det også gitt en oversikt over skinnebrudd over en periode på 20 år. I nyere tid framgår det at antall skinnebrudd øker med større akkumulert årlig belastning. I 2009 ble det registrert 42 skinnebrudd ved en årlig belastning på 73 mill. brutto tonn.

I et system bestående av rullende materiell og sporkonstruksjon kan det settes opp en tabell for type av vedlikehold som funksjon av irregularitet.

I Tabell 2.13.A er det vist type av irregularitet, den dominerende effekt av irregulariteten og tilhørende vedlikeholdstiltak.

**Tabell 2.13.A Kilder og innflytelse på grunn av sporruhet (British Rail Research i en NBIU forelesning, tekst oversatt til norsk)**

| Type av irregularitet | Dominerende utøvelse | Vedlikeholdstiltak |
|---|---|---|
| Hjulslag | Slagkrefter (P1 og P2) | Hjuldreining |
| Korte bølgelengder, skinnehode | Slagkrefter (P1 og P2) | Sliping av skinnehode |
| Diskrete irregulariteter (skjøter av ulike slag) | Slagkrefter (P1 og P2) Virkning fra vognmateriell | Utretting, sliping, pakking |
| Stokastisk opptredende ruhet på skinner ved korte bølgelengder | Slagkrefter (P1 og P2) | Sliping |
| Forurenset ballast ved større bølgelengder > 10 m | Vognmateriell | Pakking |

I et av lysarkene til TRANSNET påpekes at planlagt vedlikeholdsarbeid alltid blir gjennomført; elimineringsmetodikk for å spare kostnader i vedlikeholdet eksisterer ikke.

### 2.13.4 Vedlikehold av overbygning på Ofotbanen

For 32,50 tonns aksellast på ett tog i døgnet i en testperiode og øvrig trafikk med 30 tonns akseltrykk samt framføring med hastighet V = 50 km/h må det defineres grenseverdier for

sporgeometriske kvalitetsparametere som blir bestemmende for når vedlikehold skal iverksettes. Tiltakene vil være:

- Pakking med sporjustering og stabilisering
- Ballastrensing

På skinnehodet til skinnene overvåkes 2 parametere:

- Slitasjeprofil i tverretning
- Korte rifler og bølger i lengderetning

Det må også i dette tilfellet defineres grenseverdier for vedlikehold. Tiltaket er:

- Sliping

Mht. bortfall av material i skinnehodet defineres verdier for mengde av tillatt slitasje. Aspektet har sammenheng med at skinneprofilets bæreevne på vertikal belastning reduseres.
For komponenter i overbygningen må det påregnes punktvise og stedvis reparasjoner og utskiftninger:

- Skinnebrudd kan oppstå; særlig i tilknytning til steder hvor det er sveist i sporet.
- Komponenter i befestigelsen vil bli utsatt for slitasje, kanskje også på utmatting (fjær); det er viktig å konstruere mellomleggsplaten i gummi mellom skinne og betongsville med riktige karakteristikker for å dempe spissbelastningene fra rullende materiell uten at funksjonaliteten forstyrres.
- Betongsviller vil kunne få riss; det kan ikke utelukkes riss på grunn av alkalireaksjoner (i aggressivt miljø).
- Hvor det er betongsviller legges det opp til utstrakt bruk av gummikomponenter i overbygningen (beskyttende gummilag påstøpt underkant betongsville).
- Tresviller må kontrolleres for slitasje i befestigelsesområde (nedgraving av underlagsplate, slark i skruehullene)
- På steder hvor ballasten er sterkt forurenset, må påregnes utskiftning (hyppig pakking av sporet kan føre til nedknusing av pukksteinene; tiltaket er allikevel nødvendig).
- Målediagrammene vil trolig indikere slitasje; eventuelt skade på elementene.
- Geometri og slitasje på komponenter i sporveksler overvåkes.
- Eventuell oppumping av finstoff fra undergrunn og tendenser til hengende (vaske-) sviller.

2 viktige komponenter i overbygningen for opprettholdelse av varig og god sporgeometrisk kvalitet er skinnehodet på skinnene og ballastlaget. Dette betyr rent skinnehode med eliminering av rifler og bølger samt slitasje og eventuelt head – checks og at ballasten holdes ren.

I likhet med den skisserte filosofien for vedlikehold i TRANSNET betyr dette at sliping må tillegges vekt og utføres med nødvendige frekvenser.

Svillematter har til oppgave å skåne svillens underside og tilstøtende pukklag for spissbelastninger. Det kan forutsettes at belastningsdelen mot underside av svilleflate øker fra ca. 3 – 4 % opp til ca. 8 – 9 % ved dette tiltaket. Dette skjer fordi vesentlig bedre kontraktbetingelser etableres.

For å dempe spissbelastningene mot betongens overside er det nødvendig å legge inn et mellomlegg i gummi i befestigelsen med så myke karakteristikker som mulig uten at funksjonaliteten forstyrres (opprettholdelse av nødvendig klemkraft i fjæren, unngå utmatting av fjæren, hindre for stor overrulling av skinne, slitasjebestandighet på mellomlegget med mer).

I likhet med filosofien i informasjonen fra TRANSNET legges det opp til en strategi hvor pakking ikke behøves å utføres med for høye frekvenser (men pakking vil måtte utføres).

Videre er det trolig fornuftig å utføre sliping for hver ca. 30 mill. brutto tonn akkumulert tonnasje. Som vist i oversikten i tabell fra TRANSNET er tallet ca. 22 – 27 mill. brutto tonn for hver sliping for en aksellast på 30 tonn.

Det kan legges til grunn konstante periodiske sykluser for vedlikehold; dette selv om grafen i Figur 2.13.A indikerer et annet bilde.

Etter en periode på 75 år forutsettes total utskiftning av alle komponenter i sporet; også pukklaget. Det legges opp til rensing i formasjonsplanet i traseen før nye komponenter installeres (også pukk).

Nåværende hastighetsnivå på 50 km/h for eksisterende bane indikerer kvalitetsklasse K4 (45 – 70 km/h). Imidlertid på grunn av den til dels ensidige tunge belastning på banen må sporet vedlikeholdes på et nivå som gir en høyere kvalitetsklasse K3 (75 – 100 km/h). Aspektet setter strengere krav til grenseverdier relatert til irregulariteter i sporet.

Med referanse til NORSK-prosjektet, TRANSNET og egne rutiner for periodisk vedlikehold de siste årene er det utarbeidet en prognose for tunge vedlikeholdsoperasjoner i en prøvekjøringsperiode med ett til to tog pr døgn med 32,5 tonns aksellast. På grunn av planlagt og forventet oppgradering av infrastrukturen i kommende periode angir de underliggende tabeller omfanget av forventet vedlikehold for de neste 6 år.

Vedlikeholdsbehovet vil være størst i kurver med små radier og tilhørende overgangskurver hvor det utføres nedbremsing til full stopp. Dette gjelder særlig for tresviller hvor underlagsplate vil grave seg ned trematerialet.

**Tabell 2.13.B: Forventet vedlikehold for store kurveradier i prøveperioden**

| Referansetilfelle | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Ofotbanen, eksisterende bane, R > 600 m | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Årlig akkumulert tonnasje: 29 mill. tonn | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ved-likeh | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 |
| Pakk | 20000 spormeter årlig, fordeling ca. 75 % i kurver og 25 % på rett strekning | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| BaTi | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| BaPl | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| BaRe | Forventet utførelse en gang i perioden | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SkSl | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SkByI | Ved behov | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SkByY | Ved behov | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SvBy | Ved behov | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MeBy | Ved behov | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| TreBy | Ved behov | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| PåLeg | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Sk.br. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| PuVe | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ultra | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Gemå | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

## Tabell 2.13.C: Forventet vedlikehold for mellomstore kurveradier i prøveperioden

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Referansetilfelle | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ofotbanen, eksisterende bane, 400 m < R < 600 m | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Årlig akkumulert tonnasje: 29 mill. tonn | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ved-likeh | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 |
| Pakk | Se tabell 7 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| BaTi | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| BaPl | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| BaRe | Forventet utførelse en gang i perioden | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SkSl | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SkByI | Ved behov | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SkByY | Ved behov | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SvBy | Ved behov | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MeBy | Midlere behov; spesielt ved nedbremsing til full stopp | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| TreBy | Midlerebehov; spesielt ved nedbremsing til full stopp | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| PåLeg | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Sk.br. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| PuVe | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ultra | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Gemå | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

## Tabell 2.13.D: Forventet vedlikehold for små kurveradier i prøveperioden

| | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Referansetilfelle | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ofotbanen, eksisterende bane, R < 400 m | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Årlig akkumulert tonnasje: 29 mill. tonn | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ved-likeh | 0 | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 | 10 | 11 | 12 | 13 | 14 | 15 | 16 | 17 | 18 | 19 | 20 | 21 | 22 | 23 | 24 |
| Pakk | Se tabell 7 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| BaTi | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | 12,5 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| BaPl | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| BaRe | Forventet utførelse en gang i perioden | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SkSl | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SkByI | Ved behov | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SkByY | Ved behov | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| SvBy | Vedbehov | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| MeBy | Større behov; spesielt ved nedbremsing til full stopp | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| TreBy | Større behov; spesielt ved nedbremsing til full stopp | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| PåLeg | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Sk.br. | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| PuVe | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Ultra | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | 2 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |
| Gemå | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | 3 | | | | | | | | | | | | | | | | | | | |

# 3 BRUER

## 3.1 Innledning

Da Ofotbanen ble satt i drift i 1902 var det opprinnelig 6 bruer på strekningen. Fire av disse ble bygd som steinhvelvbruer, mens de 2 siste var stålbruer med nagleforbindelser.
De fire steinhvelvbruene er små med lysåpning på mellom 2 og 4 meter. I 1988 ble den ene stålbrua, Norddalsbrua, erstattet av to store betongbruer ved permanent linjeomlegging, Norddalsbro 1 og Norddalsbro 2. Det var dermed bare én stålbru med 5 meter spennvidde igjen på banen, og denne ble erstattet av en betongbru i 2002 på grunn av økning av original aksellast ikke var forsvarlig.

Etter år 2000 er det også bygget tre kulverter i Ofotbanen, to betongkulverter og en stålrørkulvert.

Bruene ble opprinnelig dimensjonert for 25 tonns aksellast. I forbindelse med innføring av 30 tonns aksellast på banen ble det gjennomført beregninger med økning av aksellaster fra 25 til 30 tonn, se referansene[17], [18] og [19]. Beregningene viste at kapasitet til bruene var tilfredsstillende for aksellast på 30 tonn.

I forbindelse med ønsket om prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast er det gjennomført en kontrollberegning av kapasiteten for noen av disse bruene med tanke på 32,5 tonns aksellast, ref. [15] og [16]. Dette gjelder alle de 7 bruene, mens de tre kulvertene som er bygget etter 2000 ikke er kontrollberegnet. Det forutsettes imidlertid nøye oppfølging med målinger og inspeksjoner i prøvekjøringsperioden også av disse.

Det er 10 jernbanebruer på Ofotbanen, derav 5 betongbruer, 4 steinbruer og 1 stålbru, se Tabell 3.1.A: Oversikt over bruer på Ofotbanen. Oversiktstegninger for disse bruene ligger i vedlegg 7.5 [16].

**Tabell 3.1.A: Oversikt over bruer på Ofotbanen**

| Km. | Material | Spennvidde | År | Brutype |
|---|---|---|---|---|
| 4,288 | Stein | 4m | 1902 | Bue |
| 4,682 | Betong | 5m | 2002 | Trau |
| 7,608 | Stein | 2m | 1902 | Bue |
| 8,266 | Stein | 4m | 1902 | Bue |
| 21,182 | Betong | 3,0m | 2015 | Kulvert (40t aksellast) |
| 33,821 | Stein | 2,5m | 1902 | Bue |
| 35,715 | Betong | 50m | 1985 | Trau |
| 35,989 | Betong | 85m (44m & 41m) | 1988 | Trau |
| 38,966 | Stål | 17,6m | 2009 | Rør |
| 40,420 | Betong | 4,0m | 2012 | Kulvert |

Kontrollene omfatter følgende temaer:

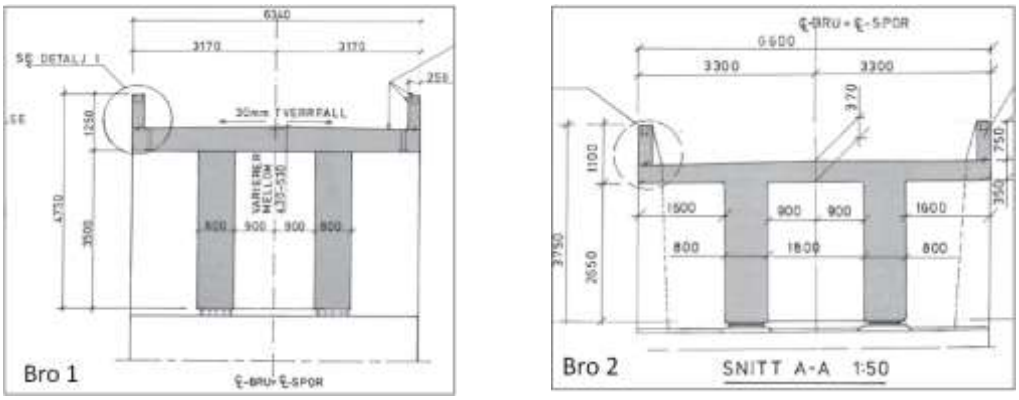
- Det er foretatt kontrollberegninger for bruer med aksellast på 32,5 tonn.
- Det er undersøkt om kapasiteten til bruene er tilfredsstillende for 32,5 tonn aksellast

## 3.2 Kontrollberegning av betongbruer

### 3.2.1 Betongbruer på Ofotbanen

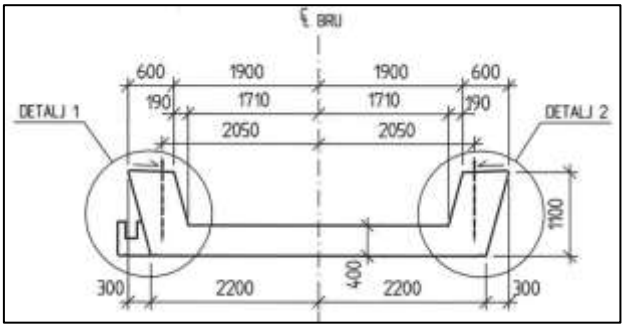
Bro 1 over Norddalen, km 35,715, er 50 m lang i ett spenn og bygget i spennarmert betong. Brua ble bygget i 1985 og består av to langsgående bjelker med betongsdekke mellom (dobbelt T-bjelke), Figur 3.2.A. Kontrollberegning ligger i Vedlegg 7.1 [16].

Bro 2 over Norddalen er 95 m lang fordelt på 2 spenn på henholdsvis 44,0 m og 41,0 m. Denne brua ble også bygget i 1985 og har samme typer materialer og tverrsnitt som Bro 1, Figur 3.2.A. Kontrollberegning ligger i Vedlegg 7.2 [16].




**Figur 3.2.A Tverrsnitt for Bro 1 og Bro 2 over Norddalen**

Grunstad bru, km 4,682, er 5 m lang i et spenn er bygget i slakkarmert betong. Brua består av en betongdekke og to skrå sidebjelker, Figur 3.2.B. Kontrollberegning ligger i Vedlegg 7.3 [16].




**Figur 3.2.B Tverrsnitt for Grunstad bru**

### 3.2.2 Beregningsgrunnlag

Bro 1 og Bro 2 over Norddalen er bygget i spennarmert betong med fasthetsklasse C45. Som slakkarmering er benyttet KS40 og KS40s [17]

Bro 3 er bare bygget i slakkarmert betong med fasthetsklasse C45. Som slakkarmeringen er benyttet B500C.

Brukonstruksjoner kontrolleres i:

- Bruddgrensetilstand
- Bruksgrensetilstand
- Utmattingsgrenstilstand

Materialfaktorer for bruddgrensetilstand, bruksgrensetilstand og utmattingsgrensetilstand er benyttet i hht tabell 4 i NS3473 [20].

**Tabell 3.2.A: Materialfaktorer**

| | For betong | For armering |
|---|---|---|
| For bruddgrensetilstanden | $\gamma_{c\_b} = 1,4$ | $\gamma_{s\_b} = 1,25$ |
| For bruksgrensetilstanden | $\gamma_c = 1,0$ | $\gamma_s = 1,0$ |
| For utmattingsgrensetilstanden | $\gamma_{c\_u} = 1,2$ | $\gamma_{s\_u} = 1,10$ |

Lastfaktor er benyttet i henhold til tabell 1 i NS3479 [21]**.**

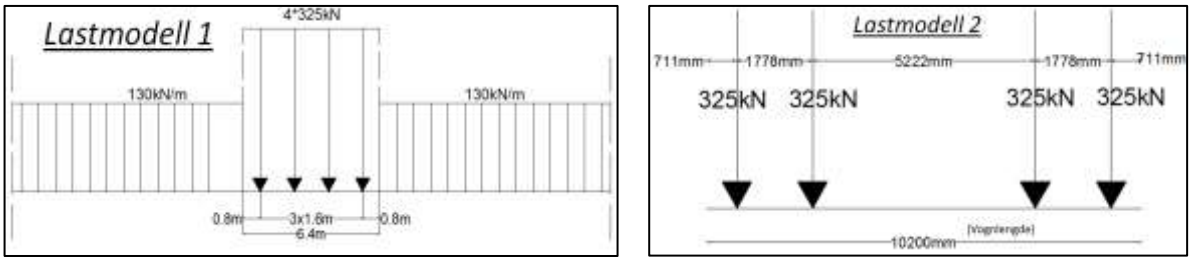
**Tabell 3.2.B: Lastfaktorer**

| | Egenlast | Jernbanetrafikk |
|---|---|---|
| For bruddgrensetilstanden | $\gamma_g = 1,2$ | $\gamma_Q = 1,5$ |
| For utmattingsgrensetilstanden | - | $\gamma_u = 1,0$ |

Laster som betraktes er egenlast og trafikklast.

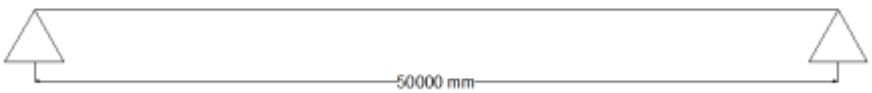
Som egenlast er regnet med betongsdekke, ballast, og øvrige påførte laster som betongsviller, skinner, rekkverk, kabelkanal etc.

For trafikklasten er bruene kontrollberegnet etter to forskjellige lastmodeller som vist i Figur 3.2.C.



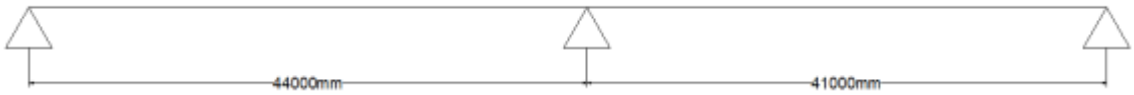

**Figur 3.2.C: Bruens Lastmodeller**

Bro 1 over Norddalen er 50 m lang i ett spenn og bygget i spennarmert betong som illustrert i Figur 3.2.D. Figuren viser bruens modell for kontroll av dekket i lengderetning. Modellen er en fritt-opplagte bjelke.




**Figur 3.2.D: Modell for Bro 1 over Norddalen**

Bro 2 over Norddalen er 95 m lang fordelt på 2 spenn på henholdsvis 44,0 m og 41,0 m som illustrert i Figur 3.2.E. Modellen er en kontinuerlig bjelke.




**Figur 3.2.E Modell for Bro 2 over Norddalen**

Grunstad bru legges opp på eksisterende betongbjelker som ligger på eksisterende landkar[18], så brua er antatt som 6 m lang i ett spenn. I Figur 3.2.F vises bruens modell for beregning av sidebjelker. Modellen er en fritt opplagte bjelke.




**Figur 3.2.F Modell for Grunstad bru**

Bruenes tverrsnitt som beregnes er vist i Figur 3.2.A og Figur 3.2.B.

### 3.2.3 Beregninger

Alle beregningene er vist i vedlegg 7.1, 7.2 og 7.3 [16].

Beregninger er gjennomført for å vise om bruene har tilstrekkelig kapasitet for 32,5 tonns aksellast.. Bro 1 og Bro 2 over Norddalen er beregnet både i tverretning og lengderetning. Det er foretatt lokale kontroller av dekket i tverretning og globale kontroller i lengderetning. Med tanke på at en økning av aksellasten vil redusere levetiden for konstruksjonen er det også utført utmattingskontroll for Bro 1 og Bro 2 over Norddalen. Beregningene gjelder:

- Lokal kontroller av dekket i tverretning
- Globale kontrollere av dekket og lagerkrefter i lengderetning
- Utmattingskontroll av dekket

Lokal kontroll av dekket i tverretning og utmatting er utført med håndberegning i henhold til [17], og globale kontroll av dekket er utført med Focus Konstruksjon. Lagerkrefter er beregnet med håndberegning eller med Focus Konstruksjon.

Grunstad bru er beregnet både for bunnplaten og sidebjelken. Disse beregningene gjelder:

- Lokal kontroller av bunnplaten i tverretning
- Lokal kontrollere av sideplaten i lengderetning
- Utmattingskontroll av bunnplaten og sidebjelken

### 3.2.4 Beregningsresultater

Beregningsresultatene for Bro 1 og Bro 2 over Norddalen er vist i Tabell 2.1.A og beregningsresultatene for Grunstad bro er vist i Tabell 3.2.D

**Tabell 3.2.C Beregningsresultater for Bro 1 og Bro 2 over Norddalen**

| | | Bro 1 | Bro 2 |
|---|---|---|---|
| Kontroll av skjærkapasitet ved kant bjelke | | | |
| Total skjærkraft ved kant bjelke: | $V_{Ed\_tot}$ | $151,4kN/m$ | $201,2kN/m$ |
| Kapasitet for strekkbrudd: | $V_{cd}$ | $253,7kN/m$ | $202,3kN/m$ |
| Kapasitet for trykkbrudd: | $V_{ccd}$ | $2084kN/m$ | $1395kN/m$ |
| Kontroll av momentkapasitet over støttet og i felt | | | |
| Moment over støttet: | $M_{støtte}$ | $92,9kNm/m$ | $91,7kNm/m$ |
| Moment i felt: | $M_{felt}$ | $46,4kNm/m$ | $45,9kNm/m$ |
| Betongens trykkapasitet: | $M_{Rd}$ | $1179kNm/m$ | $528,6kNm/m$ |
| Nødvendig armering over støtte: | $A_{s\ støtte}$ | $635,5mm^2/m$ | $952,5mm^2/m$ |
| Nødvendig armering i felt: | $A_{s\_felt}$ | $315,3mm^2/m$ | $469,6mm^2/m$ |
| Armering i dekken: | $A_{sL}$ | $1117\ mm^2/m$ ($Ø16c180$) | $1005\ mm^2/m$ ($Ø16c200$) |
| Kontrollere av dekket i lengderetning | | | |
| 32,5 tonn aksellast med lastmodell 1: | | | |
| Bøyemoment på støtte | $M_{største\_1}$ | - | 48325kNm |
| Bøyemoment på felt | $M_{felt\_1}$ | 71228kNm | 34242kNm |
| Skjærkraft | $V_{største\_1}$ | 5689kN | 6117kN |
| 32,5 tonn aksellast med lastmodell 2: | | | |
| Bøyemoment på støtte | $M_{største\_2}$ | - | 45108kNm |
| Bøyemoment på felt | $M_{felt\_2}$ | 62501kNm | 36180kNm |
| Skjærkraft | $V_{største\_2}$ | 5293kN | 5827kN |
| Kontrollere av lager | | | |
| Dimensjonerende oppleggskraft: | $F_{Ed\_opp}$ | $10583kN$ | $5898kN$ |
| Lagerkapasitet: | $F_{Rd\_opp}$ | $12000kN$ | $9000kN$ |
| Kontroll av utmatting | | | |
| Lastveksling i 100 år: | $N_{100år}$ | $2,98 * 10^7$ | $2,98 * 10^7$ |
| Utmatting mot strekkbrudd: | $N_{bs}$ | $2,30 * 10^9$ | $4,68 * 10^8$ |
| Utmatting mot strekkarmering: | $N_a$ | $7,59 * 10^8$ | $3,31 * 10^7$ |

**Tabell 3.2.D: Beregningsresultater for Grunstad bro**

| Kontroll av momentkapasitet av platen | | Bro 3 |
|---|---|---|
| Moment i felt: | $M_{felt}$ | $310,5kNm/m$ |
| Betongens trykkapasitet: | $M_{Rd}$ | $606,1kNm/m$ |
| Nødvendig armering i felt: | $A_{s\_felt}$ | $2590mm^2/m$ |
| Armering i dekken: | $A_{sL}$ | $7309\ mm^2/m$ ($2xØ32c220$) |
| Kontroll av skjærkapasitet av platen | | |
| Total skjærkraft ved sidebjelke: | $V_{Ed\ tot}$ | $242,6kN$ |
| Kapasitet for strekkbrudd: | $V_{cd}$ | $330,2kN$ |
| Kapasitet for trykkbrudd: | $V_{ccd}$ | $3553kN$ |
| | | |
| Kontrollere av sidebjelken i lengderetning | | |
| Moment i felt: | $M_{felt}$ | $1384kNm/m$ |
| Betongens trykkapasitet: | $M_{Rd}$ | $3740kNm/m$ |
| Nødvendig armering i felt: | $A_{s\_felt}$ | $3500mm^2/m$ |
| Armering i dekken: | $A_{sL}$ | $8040\ mm^2/m$ ($5Ø32\ i\ 2\ lag$) |
| Kontroll av skjærkapasitet av platen | | |
| Total skjærkraft ved sidebjelke: | $V_{Ed\_tot}$ | $664,2kN$ |
| Kapasitet for strekkbrudd: | $V_{cd}$ | $443,8kN$ |
| Kapasitet for trykkbrudd: | $V_{ccd}$ | $2849kN$ |
| Bøylenes skjærkapasitet: | $V_{sb}$ | $1074kN$ |

| | | |
|---|---|---|
| Bøylearmering: | $A_{sb}$ | Ø12 C80 |
| | | |
| Kontroll av utmatting | | |
| Lastveksling i 100 år: | $N_{100år}$ | $2,98 * 10^7$ |
| *Utmatting for platen:* | | |
| Utmatting mot momentbrudd: | $N_p$ | $2,88 * 10^8$ |
| Utmatting mot strekkarmering: | $N_a$ | $9,53 * 10^7$ |
| Utmatting mot strekkbrudd: | $N_s$ | $2{,}24 * 10^7$ |
| *Utmatting for sidebjelken:* | | |
| Utmatting mot momentbrudd: | $N_b$ | $4,07 * 10^8$ |
| Utmatting mot strekkarmering: | $N_a$ | $3,64 * 10^7$ |
| Utmatting mot strekkbrudd: | $N_s$ | $6,29 * 10^9$ |
| Utmatting mot bøylearmering: | $N_{ba}$ | $4,68 * 10^7$ |

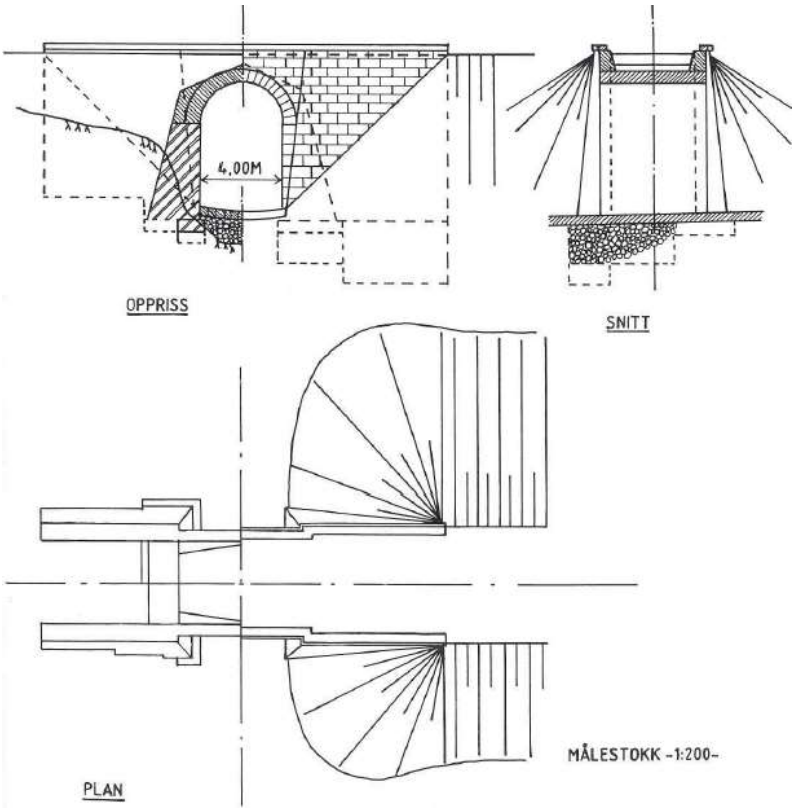
Beregningene viser at kapasitetene mot brudd er tilstrekkelige for aksellast 32,5 tonn.

Kapasitetene mot utmatting er også tilstrekkelige for Bro 1 og Bro 2 over Norddalen. Men Grunstad bru vil få redusert levetiden på grunn av at lastvekslingen er over utmattingsgrensen.

## 3.3 Kontrollberegning av steinhvelvbruer

### 3.3.1 Steinhvelvbruer på Ofotbanen

Det finnes igjen 4 av de opprinnelige steinhvelvbruene på Ofotbanen fra 1902, se Tabell 3.1.A. Disse har spennvidder på henholdsvis 2,0 m, 2,5 m og to bruer med spennvidde på 4,0 m.



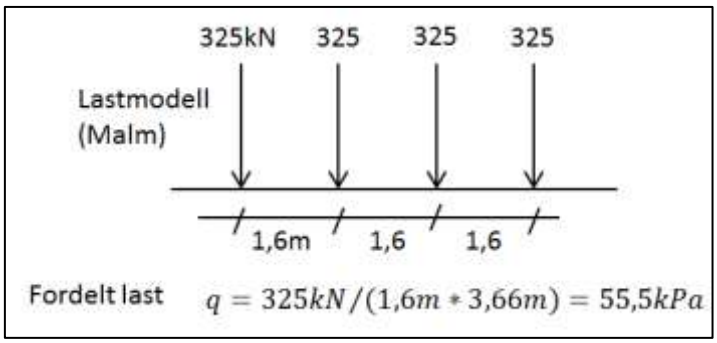

**Figur 3.3.A Eksempel på steinhvelvbru. Bru over Mølle elv, km 4,288.**

### 3.3.2 Beregningsgrunnlag

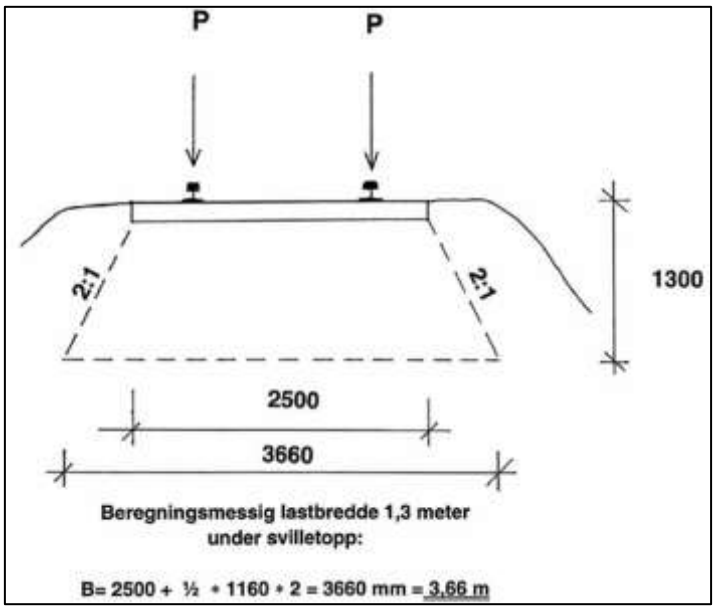
Laster som betraktes er egenlast og trafikklast.

Egenlast er regnet med egenvekt av brua.

Trafikklasten er beregnet etter lastmodellen som er vist i Figur 3.3.B med 32,5 tonns aksellast og lastfordeling som vist i Figur 3.3.C. Lasten fordeles med helning 2:1 fra underkant sville. I en dybde på 1,3 meter under svilleoverkant har man en lastbredde på 3,66 m.




**Figur 3.3.B Lastmodell for steinbruer**




**Figur 3.3.C Lastfordeling for steinbruer**

### 3.3.3 Beregningsmetode

Metoden er hentet fra A. Brandtzæg: Forelesninger i massivbroer. Modellen er beskrevet i Vedlegg 7.5 [16]. Problemet er statisk ubestemt og en eksakt løsning finnes ikke. Ifølge Brandtzæg er det imidlertid tilstrekkelig å påvise en statisk mulig tilstand.

Det er gjort beregninger for et hvelv med 3,0 m åpning og et hvelv med 4,0 m åpning.

#### 3.3.3.1 Beregning av hvelv med 3,0 m lysåpning

Dette hvelvet beregnes for bruer med 2,5 m spenn og 2,0 spenn. Beregningene er utført på regneark på vedlegg 7.4.1 Det er beregnet lasttilfellet 32,5 tonn aksellast. Svarene som forekommer er sammenlignet med opprinnelig beregning på vedlegg 7.4.1.

#### 3.3.3.2 Beregning av hvelv med 4,0 m lysåpning

Dette hvelvet beregnes for bruer med 4,0 m spenn. Beregningene er utført på regneark på vedlegg 7.4.2 Det er beregnet lasttilfellet 32,5 tonn aksellast. Svarene som forekommer er sammenlignet med opprinnelig beregning på vedlegg 7.4.2.

### 3.3.4 Resultater

Beregningsresultatene for steinhvelvbru med 3,0 m spenn er vist i Tabell 3.3.A . Disse resultatene gjøres gjeldende for steinhvelvene med 2,0 og 2,5 m spennvidde.

**Tabell 3.3.A: Resultater Statisk beregning med 3,0 m spennvidde**

| Beregningsalternativ 1 | | | |
|---|---|---|---|
| Eksentr. opplegg: 0,100 m (=Ht/6) | | | |
| Eksentr. topp bue: 0,083 m (=Ht/6) | | | |
| | 20 tonn aksellast | 30 tonn aksellast | 32,5 tonn aksellast |
| topp bue (Mpa) | 0,34 | 0,38 | 0,40 |
| Lamell 4-5 (Mpa) | 0,31 | 0,35 | 0,37 |
| Lamell 3-4 (Mpa) | 0,26 | 0,30 | 0,31 |
| Lamell 2-3 (Mpa) | 0,61 | 0,71 | 0,74 |
| Lamell 1-2 (Mpa) | 0,37 | 0,42 | 0,44 |
| Opplegg K (Mpa) | 0,67 | 0,75 | 0,78 |
| Moment (kNm) | 154 | 176 | 184 |

| Beregningsalternativ 2 | | | |
|---|---|---|---|
| Eksentr. opplegg: 0,150 m (=Ht/4) | | | |
| Eksentr. topp bue: 0,083 m (=Ht/6) | | | |
| | 20 tonn aksellast | 30 tonn aksellast | 32,5 tonn aksellast |
| Topp bue (Mpa) | 0,36 | 0,41 | 0,43 |
| Lamell 4-5 (Mpa) | 0,33 | 0,38 | 0,39 |
| Lamell 3-4 (Mpa) | 0,23 | 0,27 | 0,29 |
| Lamell 2-3 (Mpa) | 0,52 | 0,61 | 0,64 |
| Lamell 1-2 (Mpa) | 0,34 | 0,38 | 0,40 |
| Opplegg K (Mpa) | 0,89 | 1,01 | 1,05 |
| Moment (kNm) | 164 | 187 | 195 |

| Snittverdier av bregningsalternativ 1 og 2 | | | | Sammenlikning av resultat | |
|---|---|---|---|---|---|
| | 20 tonn aksellast | 30 tonn aksellast | 32,5 tonn aksellast | 32,5 t/20 t | 32,5 t/30 t |
| Topp bue (Mpa) | 0,35 | 0,40 | 0,41 | 19 % | 4 % |
| Lamell 4-5 (Mpa) | 0,32 | 0,36 | 0,38 | 19 % | 4 % |
| Lamell 3-4 (Mpa) | 0,25 | 0,29 | 0,30 | 22 % | 5 % |
| Lamell 2-3 (Mpa) | 0,57 | 0,66 | 0,69 | 22 % | 5 % |
| Lamell 1-2 (Mpa) | 0,35 | 0,40 | 0,42 | 19 % | 4 % |
| Opplegg K (Mpa) | 0,78 | 0,88 | 0,92 | 17 % | 4 % |
| Moment (kNm) | 159,15 | 181,56 | 189,40 | 19 % | 4 % |

| Tillatt spenning 3,5 Mpa | Utnyttelsesgraden for tre lasttilfellene | | |
|---|---|---|---|
| | 20 tonn aksellast | 30 tonn aksellast | 32,5 tonn aksellast |
| Topp bue (Mpa) | 10 % | 11 % | 12 % |
| Lamell 4-5 (Mpa) | 9 % | 10 % | 11 % |
| Lamell 3-4 (Mpa) | 7 % | 8 % | 9 % |
| Lamell 2-3 (Mpa) | 16 % | 19 % | 20 % |
| Lamell 1-2 (Mpa) | 10 % | 12 % | 12 % |
| Opplegg K (Mpa) | 22 % | 25 % | 26 % |
| Mak. utnyttelsesgrad | 22 % | 25 % | 26 % |

Beregningsresultatene for steinhvelvbru med 4,0 m spenn er vist i Tabell 3.3.B.

**Tabell 3.3.B: Resultater Statisk beregning for 4,0 m spennvidde**

| Beregningsalternativ 1 | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Eksentr. opplegg: 0,092 m (=Ht/6) | | | | | | | |
| Eksentr. topp bue: 0,092 m (=Ht/6) | | | | | | | |
| | 20 tonn aksellast | 25 tonn aksellast | 30 tonn aksellast | 32,5 tonn aksellast | | | |
| topp bue (Mpa) | 0,37 | 0,39 | 0,42 | 0,44 | | | |
| Lamell 4-5 (Mpa) | 0,30 | 0,31 | 0,34 | 0,35 | | | |
| Lamell 3-4 (Mpa) | 0,42 | 0,44 | 0,49 | 0,52 | | | |
| Lamell 2-3 (Mpa) | 1,17 | 1,23 | 1,38 | 1,45 | | | |
| Lamell 1-2 (Mpa) | 0,92 | 0,96 | 1,05 | 1,10 | | | |
| Opplegg K (Mpa) | 0,90 | 0,94 | 1,01 | 1,05 | | | |
| Moment (kNm) | 241,19 | 251,38 | 275,15 | 287,03 | | | |
| Beregningsalternativ 2 | | | | | | | |
| Eksentr. opplegg: 0,138 m (=Ht/4) | | | | | | | |
| Eksentr. topp bue: 0,092 m (=Ht/6) | | | | | | | |
| | 20 tonn aksellast | 25 tonn aksellast | 30 tonn aksellast | 32,5 tonn aksellast | | | |
| topp bue (Mpa) | 0,39 | 0,40 | 0,44 | 0,46 | | | |
| Lamell 4-5 (Mpa) | 0,32 | 0,33 | 0,37 | 0,38 | | | |
| Lamell 3-4 (Mpa) | 0,39 | 0,41 | 0,46 | 0,48 | | | |
| Lamell 2-3 (Mpa) | 0,93 | 0,97 | 1,09 | 1,14 | | | |
| Lamell 1-2 (Mpa) | 0,84 | 0,88 | 0,97 | 1,01 | | | |
| Opplegg K (Mpa) | 1,20 | 1,25 | 1,35 | 1,41 | | | |
| Moment (kNm) | 252,56 | 263,17 | 287,94 | 300,32 | | | |
| Snittverdier av bregningsalternativ 1 og 2 | | | | | Sammenlikning av resultat | | |
| | 20 tonn aksellast | 25 tonn aksellast | 30 tonn aksellast | 32,5 tonn aksellast | 32,5 t/20 t | 32,5 t/25 t | 32,5 t/30 t |
| topp bue (Mpa) | 0,38 | 0,40 | 0,43 | 0,45 | 19 % | 14 % | 4 % |
| Lamell 4-5 (Mpa) | 0,31 | 0,32 | 0,35 | 0,37 | 18 % | 14 % | 4 % |
| Lamell 3-4 (Mpa) | 0,41 | 0,43 | 0,47 | 0,50 | 22 % | 16 % | 5 % |
| Lamell 2-3 (Mpa) | 1,05 | 1,10 | 1,23 | 1,30 | 24 % | 18 % | 5 % |
| Lamell 1-2 (Mpa) | 0,88 | 0,92 | 1,01 | 1,05 | 20 % | 15 % | 4 % |
| Opplegg K (Mpa) | 1,05 | 1,09 | 1,18 | 1,23 | 17 % | 13 % | 4 % |
| Moment (kNm) | 246,87 | 257,27 | 281,54 | 293,68 | 19 % | 14 % | 4 % |
| Tillatt spenning | Utnyttelsesgraden for tre lasttilfellene | | | | | | |
| 3,5 Mpa | 20 tonn aksellast | 25 tonn aksellast | 30 tonn aksellast | 32,5 tonn aksellast | | | |
| topp bue (Mpa) | 11 % | 11 % | 12 % | 13 % | | | |
| Lamell 4-5 (Mpa) | 9 % | 9 % | 10 % | 10 % | | | |
| Lamell 3-4 (Mpa) | 12 % | 12 % | 14 % | 14 % | | | |
| Lamell 2-3 (Mpa) | 30 % | 31 % | 35 % | 37 % | | | |
| Lamell 1-2 (Mpa) | 25 % | 26 % | 29 % | 30 % | | | |
| Opplegg K (Mpa) | 30 % | 31 % | 34 % | 35 % | | | |
| Mak. utnyttelsesgrad | 30 % | 31 % | 35 % | 37 % | | | |

For steinhvelvbruene blir det funnet små avvik i forhold til opprinnelig kontrollberegning, maksimalt 5 %. Det kan også konkluderes med at en økning i belastning fra 32,5 tonn aksellast resulterer i en beskjeden økning i maksimal bøyetrykkspenning.

## 3.4 Konklusjon

I beregningene for Norddalsbruene vurderes som mer riktig å benytte lastmodell 2 i forhold til lastmodell 1. I Tabell 3.4.A ser man at noen resultater med lastmodell 2 er mindre enn med aksellastene på 25 tonn, fordi lastmodell 1 er mer konservativ enn lastmodell 2 i forhold til den reelle punktlasten. Det viser også at den største økningen er 7,1 % for Bro 1 og 8,0 % for Bro 2 i forhold til aksellast 30 tonn. Disse økningene er akseptable med hensyn på lastfaktor 1,50 for original kontroll med aksellast 30 tonn og 1,60 for original beregning med aksellast 25 tonn.

For de tre betongbruene er det utført kapasitetskontroll av bruoverbygningen både i tverretning og i lengderetning med aksellaster på 32,5 tonn. Ved bruk av kontrollberegninger kan det verifiseres at økningen av aksellast til 32,5 tonn ikke fører til kapasitetsproblem på

bruer i forhold til beregningene for 30 tonns aksellast [17], men bruene vil få redusert levetid. Grunstad bro bør skiftes ut tidligere enn dimensjonerende brukstid på 100 år.

### Tabell 3.4.A: Økning i bøyemoment og skjærkraft for Bro 1 og Bro 2 over Norddalen

| **For Bro 1 over Norddalen** | | |
|---|---|---|
| | For aksellast 32,5 tonn med Lastmodell 1 | For aksellast 32,5 tonn med Lastmodell 2 |
| Økning av bøyemoment | | |
| For aksellast 25 tonn | 71228/63037[1)]=1,130 | 62501/63037=0,991 |
| For aksellast 30 tonn | 71228/65746[2)]=1,083 | 62501/65746=0,951 |
| Økning av skjærkraft | | |
| For aksellast 25 tonn | 5689/4944[1)]=1,151 | 5293/4944=**1,071** |
| For aksellast 30 tonn | 5689/4968[2)]=1,145 | 5293/4968=1,065 |
| Lastfaktor i bruddgrensetilstand er 1,6, se på [17]<br>Dynamiskfaktor er 1,05 ifølge av den gamle tekniske regelverken | | |

| **For Bro 2 over Norddalen** | | |
|---|---|---|
| | For aksellast 32,5 tonn med Lastmodell 1 | For aksellast 32,5 tonn med Lastmodell 2 |
| Økning av bøyemoment over støtte | | |
| For aksellast 25 tonn | 48325/47648[1)]=1,014 | 45108/47648=0,947 |
| For aksellast 30 tonn | 48325/47441[2)]=1,019 | 45108/47441=0,951 |
| Økning av bøyemoment i felt | | |
| For aksellast 25 tonn | 34242/35856[1)]=0,995 | 36180/35856=1,009 |
| For aksellast 30 tonn | 34242/33488[2)]=1,023 | 36180/33488=**1,080** |
| Økning av skjærkraft | | |
| For aksellast 25 tonn | 6117/5411[1)]=1,130 | 5827/5411=1,077 |
| For aksellast 30 tonn | 6117/5684[2)]=1,076 | 5827/5684=1,025 |
| Lastfaktor i bruddgrensetilstand er 1,6, se på [17]<br>Dynamiskfaktor er 1,05 ifølge av den gamle tekniske regelverken | | |

### Tabell 3.4.B: Kontroll av utmatting mot skjærkraft for Grunstad bro

| **For Grunstad bro** | | |
|---|---|---|
| Kontroll av utmatting mot skjærkraft: | | |
| Dimensjonerende lastveksling for 100 år | $N_{100år} = 2{,}98 * 10^7\ sykler$ | |
| Utmattingskapasitet mot skjærkraft | $N_s = 2{,}24 * 10^7\ sykler$ | |
| | $\boldsymbol{N_{100år}/N_s = 1{,}33 > \eta_{JBV} = 1{,}0}$ | Iht. kap.8, 3.4.3 i [24] |

Steinhvelvbruene er lite påkjent. Utnyttelsesgraden for dette lasttilfellet er mindre enn tillatt spenning som er anslått til 3,5 MPa. Dette tilsier at det er full forsvarlig å øke belastningen fra 30 til 32,5 tonn aksellast.

### Tabell 3.4.C: Utnyttelsesgrad av steinhvelvbruenes kapasitet

| Utnyttelsesgrader | |
|---|---|
| For aksellast 20 tonn | 30 % |
| For aksellast 25 tonn | 31 % |
| For aksellast 30 tonn | 35 % |
| For aksellast 32,5 tonn | 37 % |
| Tillatt spenninger er 3,5 Mpa, se på vedlegg 7.5 | |

De tre kulvertene som er bygget etter 2000 ikke er kontrollberegnet. Det forutsettes for disse at de følges opp med målinger og inspeksjoner i prøvekjøringsperioden.

## 3.5 Videre arbeid

For videre oppfølging av konstruksjoner er det viktig med å ta kontrollberegning ut fra formel 6.2.a i [23], for eksempler for Bro 1 og Bro 2 over Norddalen. I Tabell 3.5.A vises det at resultater av skjærkraftkapasitet uten armering etter formel 12.3.2.1 i [20] er veldig forskjellige i forhold til skjærkraftkapasitet etter formel 6.2.a i [23]. Det medfører at det ikke helt er tilfredsstillende med skjærkraftkapasitet uten armering hvis det følges med standard Eurokode 2 [23]. I rapporten er det beregnet etter [20], fordi det kan være lettere å sammenligne resultater med de originale uten unødvendig avvik. Det er også ingen standard eller regel som krever at de gamle bruene må følges med etter [23].

**Tabell 3.5.A: Skjærkraftkapasitet med forskjellig standarder**

| | Dimensjonerende skjærkraft, | Skjærkraftkapasitet etter formel 12.3.2.1 i [20][20] | Skjærkraftkapasitet etter formel 6.2.a i [23] |
|---|---|---|---|
| Bro 1 | $151{,}4kN/m$ | $253{,}7kN/m$ | $196{,}9N/m$ |
| Bro 2 | $201{,}2kN/m$ | $202{,}3kN/m$ | $163{,}9kN/m$ |

Årsak kan være forskjellige materialefastheter for både betong og armering i to standarder, eller det kan også være forskjellige lastfaktor. I tillegg kan formel etter to standarder være forskjellige. Å finne ut årsakene omfattes ikke i rapporten.

Om nedbøyninger for disse bruene skal det utføres målinger under prøvekjøring, så det omfattes ikke nedbøyningskontroll i denne rapporten. Tillate nedbøyninger for jernbanebruer står i [24][24].

Oppfølging av bruene med høyere last er viktig. Selv om bruene er sterk nok blir spenningene nå høyere, og det er viktig med oppfølging av bruenes levetid.

# 4 UNDERBYGNING

## 4.1 Innledning

Ofotbanen ble tatt i bruk i 1902. Underbygningen ble bygget etter prinsipp om massebalanse, og masser fra skjæringer og tunneler ble brukt på stedet som fyllmasser. Der terrenget var for bratt for fyllinger ble det etablert støttemurer av hugget steinblokker.

I dette kapitel redegjøres for vurdering av underbygningens, herunder fyllinger, støttemurer og stikkrenners, påvirkning av prøvekjøring med aksellast 32,5 tonn på Ofotbanen fra km 3,2 (ikke Fagerneslinjen) til Bjørnfjell. Vurderinger er utført av Golder Associates [31].

## 4.2 Grunnlag

### 4.2.1 Prosjekt 30 tonn

I forbindelse med utredning av 30 tonns aksellast på banen i slutten av 1990-tallet ble det gjennomført befaringer, vurderinger og beregninger med økning av aksellaster fra 25 til 30 tonn, se referanser [33-36]. Fyllingers og støttemurers stabilitet samt stikkrenners tilstand ble vurdert. Som følge av disse vurderinger ble det utført omfattende tiltak for stabilisering av fyllinger og murer, i hovedsak i form av stagforankring men også støttefyllinger og drenering ble utført. I tillegg til fysiske tiltak ble det etablert målepunkter for kontroll av bevegelser og deformasjoner i 18 områder. Kontrollpunkter ble målt 4 ganger, siste målingen er utført 2004. Målinger viste små eller ingen bevegelse. Stikkrenner ble til dels utbedret i prosjektet, resterende mangler har blitt ivaretatt i Ofotbanens generiske rutiner og vedlikeholdsplan.

### 4.2.2 Prosjekt 40 tonn

For en mulig fremtidig utvidelse til 40 tonns aksellast (linjelast 160 kN/m) på Ofotbanen ble det utført vurderinger av fyllingsstabilitet, setninger og stikkrenners bæreevne i 2014-2015 [37-40]. Stabilitetsvurderinger viste lav sikkerhetsfaktor for deler av strekningen, men det er usikkert hvorvidt effekt av utførte sikringstiltak fra 30 tonns prosjektet er tatt med i beregninger og vurderinger. Mulige tiltak for å forbedre stabiliteten ble foreslått: flytting av spor, stagforankringer og støttemurer. Det ble ikke utført tiltak i 40 tonns prosjektet.

### 4.2.3 Stabilitet med tyngre lokomotiver på Flåmsbana

På Flåmsbana har NGI vurdert effekt av økt aksellast basert på målte vibrasjoner og forskyvninger [41]. Konsekvensene av å bytte lokomotiv til en type med 6 tonn høyere aksellast ble vurdert gjennom måling av vibrasjoner og deformasjoner på stag ved togpasseringer for respektive loktype.

## 4.3 Grunnforhold

NGUs løsmassekart viser at traséen hovedsakelig går gjennom forvitringsmateriale og bart fjell, se figur 4.3.A. Fra ca km 7 og ned mot Narvik ligger banen under marin grense. Det er ikke kjente kvikkleiresoner langs strekningen, men undersøkelser fra Statens Vegvesen viser at det er funnet kvikkleire i Narvik [41].


Narvik
Narvik
Ankenes
Bjerkvik
Nyråd
Tyttebærvik
Rombaken
Rombakbotn
Rombaksbotn
Rauddalsvatnet
Rauddalsbanen
Rauddalstunnelen
Rombaksbanen
Rombaksvatnet
Rombaksfjorden
Beisfjord
Beisfjordbanen
Beisfjordtunnelen
Beisfjordvatnet
Beisfjordbotn
Ofotbanen
Ofotfjorden
Ofotbanetunnelen
Ofotbanetunnel
Ofotbanetunnel
Ofotbanetunnel

I november 2016 ble det utført filming og tatt bilder via drone for utvalgte områder for å vurdere murers og fyllingers tilstand, se [31]. Bilder og filmer identifiserte tegn til utvasking og bevegelser på noen steder.



**Figur 4.4.A Støttemur ved km 27.85-27.95**

### 4.4.3 Drenering og stikkrenner

#### 4.4.3.1 Tilstand

Det ble utført en tilstandskartlegging av stikkrenner i forbindelse med 30 tonns prosjektet [35]. I henhold til rapport [36] ble stikkrenner med for liten overdekning utbedret, og øvrige mangler ble ivaretatt gjennom Forvaltning Ofotbanen sin vedlikeholdsplan. Det er ikke utført registrering av tilstand for drenering og stikkrenner i dette prosjektet. Det er meget viktig at stikkrenner og dreneringssystem vedlikeholdes for å unngå oppdemning og oppbygging av poretrykk i jernbanefyllingen.

#### 4.4.3.2 Bæreevne

I de vurderinger av stikkrenners stabilitet og bæreevne som ble utført i 40 tonns prosjektet [40] er det sett på både tradisjonelle rektangulære steinsatte stikkrenner og nyere sirkulære betongstikkrenner for lastsituasjon 30 tonn respektive 40 tonn. Rapporten konkluderer med at det ikke er sannsynlig at lastsituasjon 30 tonn eller 40 tonn truer stabilitet eller bæreevne for stikkrenner som ellers er i god stand. Det kan dog påregnes økning av deformasjoner som følge av last økning, men disse vurderes å være av akseptabel størrelse.

#### 4.4.3.3 Kapasitet

Stikkrenners kapasitet ble beregnet av studenter i løpet av sommer og høst 2016, [44]. Kapasitetsberegninger ble utført basert på informasjon fra Banedata, det ble ikke utført egne befaringer eller målinger. Beregningene er utført iht krav om 200 års returperiode med 20% klimafaktor. Beregninger viser at 22 av 244 stikkrenner har underkapasitet på mer enn 300%. Basert på dette resultatet stilles det spørsmål til hvorvidt Banedata er oppdatert med riktig informasjon.

## 4.5 Anbefalte tiltak

### 4.5.1 Fyllinger og støttemurer

Basert på beregningsresultater som viser meget begrenset effekt på stabiliteten fra last økningen er det ikke anbefalt fysiske geotekniske forsterkningstiltak. Det anbefales derimot at flere strekninger overvåkes gjennom målinger og instrumentering av bevegelser. En kombinasjon av et system med punktmålinger med høy nøyaktighet og et system for å dekke større områder som han ha lavere nøyaktighet tilrås. Måleintervaller må vurderes, men det er viktig at målinger og instrumentering starter før prøvekjøring med økt aksellast begynner for å få vurdert eventuelle bevegelser for nåværende lastsituasjon.

Det anbefales å gjenopprette flere av målepunktene som ble etablert i 30 tonns prosjektet. Sannsynligvis er de fleste av disse målepunkter ødelagte og må reetableres. Det skal brukes varige og rigide løsninger for etablering av punkter og målinger slik at punktene ikke blir ødelagte og det kan måles og driftes under mange år.

For å dekke overvåking av bevegelser for større områder anbefales det å utføre laserscanning fra bakkestasjoner eller drone alternativt analyser av radarsatellittmålinger, Insar. Valg av metode beror av hvilken nøyaktighet man ønsker å oppnå.

Det anbefales også kontroll og gjennomgang av alle tidligere installerte stag for å sikre at de har nødvendig oppspenning og funksjon. Videre vurderes det å være behov for å måle oppspenningskraften på utvalgte eksisterende stag/jordnagler, for å sikre at disse fungerer som planlagt. Dette anbefales for jordankre ved fyllingen km 6,9-7,0 km og ved støttemuren ved km 33,3. Disse målingene anbefales utført som kontinuerlige målinger, da dette vil gi bedre og tidligere informasjon om stabilitetsforholdene endrer seg.
Ved støttemur km 26,1-26,2 anbefales deformasjonsmålinger med utplasserte sensorer, som gir kontinuerlig informasjon om eventuelle bevegelser.

Det anbefales at det velges ut minst et område der det måles vibrasjoner og forskyvninger ved togpasseringer med rådende aksellast og med planlagt økt aksellast. Dette for å vurdere risiko for permanent deformasjon og irreversible endringer i jordens kornstruktur som følge av dynamisk respons for økt last.

Hvis overvåking og instrumentering avdekker uakseptable bevegelser eller skader anbefales det å utføre fysiske tiltak. Disse vil primært kunne bestå av installasjon av stag.

### 4.5.2 Drenering og stikkrenner

For banens stabilitet er det meget viktig at dreneringssystem og stikkrenner vedlikeholdes. Mangler og avvik i dreneringens og stikkrenners tilstand er ikke vurdert i dette prosjekt da det er en oppgave som inngår i Ofotbanen sin plan for generisk vedlikehold. Det anbefales at det legges stor vikt på dette gjennom oppfølgning av utført skredfarekartlegging og rutiner for generisk vedlikehold fra banesjefens organisasjon.

Eventuelle tiltak for kapasitetsøkning er ikke vurdert i dette prosjekt selv om kapasitetsberegninger viste betydende underkapasitet i mange tilfeller. Det anbefales at Ofotbanen i banesjefens organisasjon iverksetter tiltak for kapasitetsøkning basert på en vurdering av riktighet av informasjonen i Banedata.

Det anbefales at installere utstyr for overvåking/måling av deformasjoner ved togpassasjer for én utvalgt stikkrenne. For dette er det valgt ut stikkrenne ved km 11,915 av murt stein med dimensjon 800x900 mm med 1 m overdekning.

# 5 SIGNAL / TELE

## 5.1 Innledning

Rapporten belyser de utfordringer som er identifisert vedrørende signal og teleanlegg i forbindelse med prøvekjøring av 32,5 tonns på Ofotbanen.

Strømtrekk og derav induksjon i kabler vil kunne være et utsatt område. Ofotbanen har fallende høyde fra grensen mot Sverige og ned til utskipning ved LKAB sin terminal i Narvik. Utfordringer med induksjon i forbindelse med strømtrekk vil derfor ikke være relevant så lenge det kun er tyngre kjøring i retning mot Narvik.
Teleanlegg er ansett som et mindre utsatt fag i denne sammenheng. Kommunikasjon på kobberkabel er i hovedsak faset ut. Imidlertid er det enda noe få tjenester som enda benytter langlinjekablene langs Ofotbanen. Da økt strømtrekk ikke vil være signifikant med kun tung trafikk fra Sverige kan vi se bort fra denne faktoren.
Når det gjelder mer last i vogner vil trolig mer oppfylling gi dårligere signal/støyforhold i de lengste tunnelene som har tunnelrepeater kun i en ende. Langt malmtog med 68 vogner kan gi svakere signal eventuelt utfasing av signal når hver vogn fyller mer av profilet og lokomotivet er lengst unna tunnelrepeateren.

## 5.2 Signalanlegg

I arbeidet med å få oversikt over mulige utfordringer er det satt fokus på to forhold som kan medføre utfordringer.

### 5.2.1 Strømtrekk

Elektrisk driftsbrems (ED-brems) som IORE loktype kan benytte, er på Ofotbanen begrenset til 750 kN. Rapporten tar utgangspunkt i en driftssituasjon med 750 kN dog det i skrivende stund er nedsatt innmating i systemet til 500 kN på grunn av ombygginger i mateledninger for AT-systemet. Ytterligere innmating ut over 750 kN ED-brems som følge av økt aksellast er ikke tema for prosjektet, og er derav ikke tatt stilling til.

For østgående tomme malmtog vil situasjonen ikke endres. I den grad 32,5 tonns aksellast vil bli benyttet for frakt av tilsetningsstoffer i østgående tog vil strømtrekk øke. Dette vil nok være mest utfordrende ved kryssing med vestgående tog, der østgående tog må vente i avviketogspor. Akselerasjon fra 0 km/t og opp mot linjehastighet vil ved større togvekt trekke mer strøm og påføre komponenter og sporfelter mer belastning. Forholdet bør belyses for å sikre at det er tilstrekkelig kapasitet til å ivareta hele strømtrekket i returkretsen. LKAB ved Lars Strand opplyser at det ikke er aktuelt å kjøre 32,5 tonn aksellast som for tilsatsstoffer da dette har mindre egenvekt og behovet for å laste vognene helt til 32,5 tonn er fraværende da det bare er deler av toget som faktisk er lastet.

Sporfeltene skal under normale driftsforhold tåle sameksistens med returstrøm. Sporfeltene som benytter 95 Hz og bruker begge skinnestrenger deler skinnegangen med 16 2/3 Hz returstrøm til togframføring. Signalspenningen er typisk mellom 10-30 Volt mens returstrømmen er ene fasen i et 15 000 Volt system. Når det er ubalanse i systemene vil det svakeste systemet lide, og vi får belagt sporfelt noe som igjen skaper driftsforstyrrelser.
På Ofotbanen er det per i dag noen sporfelter som er bygget ut over maksimalkravet til lengde på sporfeltet. Disse vil kunne være i faresonen om systemet utsettes for ytterligere belastning.

Det er mulig å oppgradere sporfelter til en mer robust type for å bedre motstå returstrømsforstyrrelser. Noen sporfelter er allerede oppgradert, og kan derfor ikke ytterligere

oppgraderes. Det er vanskelig å forutsi omfanget av denne problemstillingen og det kan derfor være en akseptabel løsning å se på disse utfordringene i forbindelse med selve prøvekjøringen med 32,5 tonn aksellast.

### 5.2.2 ATC og bremsekurver

Prosjektet ser på problematikken rundt tyngre aksellast som igjen øker togvekt, og påvirker bremsekurver. I hvor stor grad bremsekurver påvirkes er belyst i rapportene om bremselengde ([9], [10] og [11]).

Forberedt bremsing

Forberedt bremsing utføres fra forsignalering inn mot hovedsignal eller annet målpunkt som stokkskinneskjøt i avledende sporveksel eller område med hastighetsnedsettelse.
I en situasjon hvor ATC ombordutrustningen skal forvarsle hastighetsreduksjon må varsling om hastighetsnedsetting komme så tidlig at ombordutrustningen kan gå igjennom varslingene til lokfører. Ombordutrustningen skal varsle med *forblink, blink* og *tonesignalering* før toget er inne i innsatskurve for driftsbrems.

Avstand mellom forvarsling og målpunkt må være tilstrekkelig til at toget kan kjøre i tillatt hastighet mens ombordutrustningen kan varsle etter nevnte sekvens. Om lokfører ikke griper inn og bremser manuelt så skal ATC-ombordutrusting starte bremsing inn mot målpunktet. Avstand mellom forvarsling og målpunkt må være så lang at selv ved dårligste adhesjonsforhold vil toget kunne stanses ved målpunktet.

For midlertidige hastighetsnedsettelser kan eventuelt behovet for økt distanse justeres med å legge inn lengre avstand for vestgående tog. Slik kompensering utføres allerede i dag da tilsetningstid for LKAB togsett er lengre enn standard UIC tog.

For faste installasjoner som forsignaler må prosjektet avklare om avstandene er lange nok i dagens anlegg eller om avstandene må økes. Økning i forsignalavstand kan igjen medføre at det blir behov for å endre kabeltype som klarer kravene med så lange strekninger. I Tabell 5.2.A vises denne problematikken i kolonnen Fs.B - Hs.B som vil gjelde vestgående lastede malmtog. Det er i forbindelse med prøvekjøringen ikke forutsatt økt aksellast på returtog med tilslagsmaterialer.

### 5.2.3 Nødbrems

Når nødbrems utløses via ATC er det på bakgrunn av passert hovedsignal som ikke viser signal *kjør*. Målet er å stoppe toget umiddelbart for å unngå sammenstøt tog-tog. I en situasjon der et vestgående tog på tur inn mot stasjon får *Vent kjør* i forsignal og kjører med full hastighet mot hovedsignal samtidig som et østgående tog inne på stasjonen kjører forbi utkjør i *Stopp* i motsatt retning, vil bremsekurvene for nødbrems utløses i begge tog. For å oppnå trygg togfremføring ved en slik situasjon, vil en måtte oppnå tilstrekkelig margin mellom bremselengdene fra respektive togs passering innkjør og utkjør.

Tabell 5.2.A viser dagens situasjon på Ofotbanen.

**Tabell 5.2.A:** ***Avstander for avsporingsindikator, forsignal, hovedsignal og til stokkskinneskjøt Ofotbanen 2016. (A retning er fra Oslo og B retning er mot Oslo. Forkortelsene betyr: Ai – avsporingsindikator, Fs – Forsignal, Hs – Hovedsignal, SSV – Stokkskinneskjøt i sporveksel)***

| Avstand [m] | Ai.A-Fs.A | Fs.A-Hs.A | Hs.A-SSV1 | Ai.A-Hs.A | Ai.A-SSV1 | | Ai.B-Fs.B | Fs.B-Hs.B | Hs.B-SSV2 | Ai.B-Hs.B | Ai.B-SSV2 |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| «Krav» | 200 | 800 | | 1000 | | | 200 | 800 | | 1000 | |
| Narvik | | | | | | | 147 | 804 | 372 | 951 | 1323 |
| Straumsnes | 250 | 557 | 358 | 807 | 1165 | | 258 | 859 | 607 | 1117 | 1724 |
| Rombak | 365 | 635 | 360 | 1000 | 1360 | | 10 | 1045 | 528 | 1055 | 1583 |
| Katterat | 196 | 864 | 451 | 1060 | 1511 | | 200 | 1018 | 570 | 1218 | 1788 |
| Bjørnfjell | 121 | 598 | 387 | 719 | 1106 | | 203 | 875 | 441 | 1078 | 1519 |
| Djupvik | 10 | 1001 | 487 | 1011 | 1498 | | 10 | 1141 | 414 | 1151 | 1565 |

Forsøk utført i Sverige av LKAB [12] ga en pekepinn på hva vi kunne forvente oss av resultater og 1.12.2016 ble en egen test utført på norsk side. Rapport etter bremsetesten [46] viste at ATC ikke rekker å kjøre de normale forvarslene med visuell og akustisk alarm når balisene til forvarsel melder om vent stopp i hovedsignal. Nødbrems ble initiert av systemet da driftsbrems ikke var tilstrekkelig.

## 5.3 Teleanlegg

I arbeidet med å få oversikt over mulige utfordringer har to forhold blitt satt fokus på som kan medføre utfordringer.

### 5.3.1 Telekabel

Kabel for telekommunikasjon på Ofotbanen består i 2016 av transmisjon i fiberkabel og langlinje kobberkabel. Sistnevnte er mindre og mindre brukt da fiberkabel tar over kommunikasjonssystemene. Langlinjekabler langs banen består i hovedsak av kabeltype METF. Kabeltypen har halvledende ytterkappe som har mulighet til å utligne potensialforskjell i grunnen hvis omgivelsene har noenlunde bra ledningsevne.

Langs jernbanetraseen er det myrlendte grunnforhold nær banens ende i vest, men det blir mer og mer ikke ledende fjellmasser ettersom banen bukter seg høyere over havet.

Omgivelsene i kombinasjon med manglende sugetransformatorer kan gi utfordringer for langlinjekabler. Ofotbanen har i dag *autotransformatorer*. Det er en slik AT trafo per stasjon og mateledning til hver av trafoene. Prinsippet gir en form for suging av returstrøm tilbake til leverende AT trafo. Så lenge alle transformatorene er operative vil systemet handtere mengden returstrøm til nærmeste stasjon på god måte. Det er dog ei utfordring at banen har mye kurvatur og følger terrengsider i fjellene og derav ikke går rett frem. Andre ledende konstruksjoner kan bli en del av kretsen da strømmen tar minste motstands vei tilbake til sugepunktet. Signal og telekabler vil derav kunne bli en del av returkretsen, og da ved skinnebrudd i ene skinnestrengen, men spesielt ved brudd i begge strenger.

Telekommunikasjon i disse kablene anno 2016 er samleindikering for sporfelter på nærmeste blokkstrekning (sigma), nødstoppsløyfe og nå er det under etablering en serviceindikering for sporfelter som skal bedre oppetid ift å finne en kommende sporfeltfeil.

### 5.3.2 GSM-R signaler i tunnel

Signal/støy forhold til GSM-R systemet er viktig for å ivareta sikkerhet for togfremføring, men også en viktig komponent i fremtidens signalsystem, ERTMS. I relativt lange tunneller med kurver vil lange tog med mange malmvogner være ei utfordring når lokomotiv er langt fra nærmeste repeater. Utfordringen må antas å øke idet lastmengden i vognene øker. Om økt opplasting av vognene i togsettet gir en signifikant endring av signal/støy forholdet til/fra loket er vanskelig å fastslå. Dette må testes ut, og skulle dette vise seg å bli et problem vil økning i antall repeatere kunne bedre situasjonen. Samtlige tunellrepeatereskal skiftes ut for å styrke svake punkter ved Middagselvtunnellen uavhengig av 32,5 tonn prøvekjøring.

## 5.4 Gjenstående aktiviteter

Etterhvert som prosjektet skrider frem tilkommer aktiviteter som må avklares.
Så langt er følgende aktiviteter avdekt:

- Jernbaneteknologi må gi tilbakemelding på rapport ATC Bremseprøver med passering av forsignal for å avdekke om IORE lok med 68 vogner med 32,5 tonns aksellast klarer nedbremsing til full stopp på de mest utfordrende steder på Ofotbanen ihht Tabell 5.2.A [46] - Videre undersøkelser hvis bremsekurvene viser seg å bli utfordrende.
- Undersøke om krefter i sporveksler kan endres til det bedre med innbremsing og eventuelt akselerasjon. Status: Anbefaling fra Teknologi og tilsvar fra LKAB mottatt. Konkludering og eventuelle avklaringer gjenstår.
- Ved prøvekjøring slå fast om det er tilstrekkelig GSM-R dekning i tunellene.

## 5.5 Konklusjoner

Kapitlet fullføres når rapport fra bremseprøven er gjennomgått av og avklaring foreligger fra Jernbaneteknologi.

## 5.6 Begrepsforklaringer

**Tabell 5.6.A: Begrepsforklaringer**

| | |
|---|---|
| Autotransformator | -AT Trafo er en transformator brukt til overføring av strøm til kontaktledningsanlegget. Trafoen har systemspenning på sekundær side og 2x sekundærspenning på primær side. Brukes for å holde høyere overføringsspenning, og etablere et punkt i kontaktledningsanlegget som sender ut og henter inn strøm til lokomotiver i trafoens leveranseområde. |
| CTC | -*Centraliced Train Control* -fjernstyringssystemet for togtrafikk på Ofotbanen. |
| Returstrøm | -Strømtrekk fra lokomotiv. Beskriver kretsen fra lokomotiv til strømkilde |
| Sporfelt | -System som bruker lav spenning i skinnegangen til å avdekke om det er togmateriell på sporet. |
| Transmisjon | -Overføring av data. I denne sammenhengen kan dette være data til samtaler i GSM-R nettet eller informasjon i CTC |

# 6 BANESTRØM / KONTAKTLEDNING

På Ofotbanen skal det settes i gang et prøveprosjekt med økt aksellast for malmtogene fra dagens 30 tonn til 32,5 tonn. Dette innebærer en økning av togenes totale vekt fra rundt 8520 til 9200 tonn, altså 8 %. Lokomotivene og vognene er de samme som i dag. Grensen for høyeste elektriske bremsekraft er ikke planlagt endret, dermed forventes heller ingen endringer av høyeste tilbakematet effekt for tog som kjører på Ofotbanen ned mot Narvik. Med noe tyngre tog kan en også forvente noe større effektbehov for tog fra øst opp mot Riksgrensen, som er høyeste punkt på Malmbanan. Selv om en såpass liten økning av togvekten neppe fører til noe nevneverdig større belastning på banestrømforsyningen og anleggene for øvrig, er det ønsket med en simulering for å bekrefte dette.

Det er utført en enkel simulering basert på ruteplan og infrastruktur som beskrevet i dokument EB.100991-000 «Simuleringsrapport – Banestrømforsyningen på Ofotbanen i forbindelse med fornyelse av fjernledningen». Der trafikken for «med 2015» er benyttet, det vil si en ruteplan med forventet trafikk i 2015. I praksis vil dette bety mer trafikk enn det som trafikkerer strekningen i dag. Videre forutsettes at fjernledningen har faseledere av typen FeAl 95, det settes opp AT-system med negativ- og positivleder med tverrsnitt 240 mm2 Al mellom Bjørnfjell og Riksgrensen, forsterkningsleder går sammenhengende langs hele Ofotbanen og det bygges AT-system også på Malmbanan. Det er lagt inn en regulering av fasevinkelen ved regenerativ bremsing som beskrevet i dokument med saksnummer 201201506-14.

Simuleringer gjøres for å finne relativ forskjell mellom høyeste belastning av omformere og kontaktledning med og uten økning av aksellast. Nedenfor viser tabellene resultatet for høyeste belastning av omformerstasjonene med henholdsvis 30 og 32,5 tonn aksellast.

**Tabell 5.6.A: Belastning av omformerstasjoner ved normal drift med dagens aksellast.**

| Simulering med R2015. Belastning av omformerstasjoner ved normal drift med dagens aksellast. | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Omformer-stasjon | Innsatt ytelse | Strøm i RMS-verdier | | | | | |
| | | 2-sek | | 6-minutter | | 1-time | |
| | [MVA] | [kA] | % | [kA] | % | [kA] | % |
| Rombak | 2x10+5,8 | 1,391 | 49 | 1,185 | 56 | 0,802 | 53 |
| Tornehamn | 2x10 + 2x5,8 | 1,394 | 39 | 1,071 | 41 | 0,672 | 36 |
| Stenbacken | 10+5,8 | 0,877 | 49 | 0,578 | 44 | 0,337 | 36 |

**Tabell 5.6.B: Belastning av omformerstasjoner ved normal drift med 32,5 t aksellast**

| Simulering med R2015. Belastning av omformerstasjoner ved normal drift med aksellast 32,5 tonn. | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Omformer-stasjon | Innsatt ytelse | Strøm i RMS-verdier | | | | | |
| | | 2-sek | | 6-minutter | | 1-time | |
| | [MVA] | [kA] | % | [kA] | % | [kA] | % |
| Rombak | 2x10+5,8 | 1,390 | 49 | 1,180 | 55 | 0,805 | 53 |
| Tornehamn | 2x10 + 2x5,8 | 1,396 | 39 | 1,071 | 41 | 0,683 | 36 |
| Stenbacken | 10+5,8 | 0,980 | 54 | 0,612 | 47 | 0,349 | 37 |

Som en ser av tallene er høyeste belastning for de tre tidsverdiene knapt påvirket for omformerstasjonene Rombak og Tornehamn, men Stenbacken er noe mer belastet. Imidlertid er Stenbacken helt i randsonen av modellen, slik at belastningen her ikke er forventet å være reel. Når det gjelder belastningen av kontaktledningen viser tabellene nedenfor høyeste strøm henholdsvis med dagens tog og med de tyngre:

**Tabell 5.6.C: Belastning av avganger til kontaktledningen ved normal drift og dagens aksellast**

| Simulering med R2015. Belastning av avganger til kontaktledningen ved normal drift og dagens aksellast. | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Avgang** | **Nom strøm [A]** | **10 sek RMS** | **[%]** | **1 min RMS** | **[%]** | **6 min RMS** | **[%]** | **10 min RMS** | **[%]** | **30 min RMS** | **[%]** | **1 time RMS** | **[%]** |
| **ROM øst** | 1050 | 0,869 | 16 | 0,793 | 31 | 0,584 | 45 | 0,516 | 41 | 0,389 | 35 | 0,343 | 33 |
| **BJO øst** | - | 1,218 | - | 1,117 | - | 1,040 | - | 0,966 | - | 0,812 | - | 0,709 | - |
| **THO vest** | - | 1,369 | - | 1,267 | - | 1,175 | - | 1,147 | - | 0,904 | - | 0,777 | - |

**Tabell 5.6.D: Belastning av avganger til kontaktledningen ved normal drift og 32,5 tonns aksellast**

| Simulering med R2015. Belastning av avganger til kontaktledningen ved normal drift og 32,5 tonn aksellast. | | | | | | | | | | | | | |
|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|---|
| **Avgang** | **Nom strøm [A]** | **10 sek RMS** | **[%]** | **1 min RMS** | **[%]** | **6 min RMS** | **[%]** | **10 min RMS** | **[%]** | **30 min RMS** | **[%]** | **1 time RMS** | **[%]** |
| **ROM øst** | 1050 | 0,863 | 16 | 0,787 | 30 | 0,583 | 45 | 0,516 | 41 | 0,400 | 36 | 0,349 | 33 |
| **BJO øst** | - | 1,219 | - | 1,117 | - | 1,069 | - | 0,987 | - | 0,831 | - | 0,724 | - |
| **THO vest** | - | 1,380 | - | 1,254 | - | 1,192 | - | 1,149 | - | 0,920 | - | 0,787 | - |

Heller ikke her er endringene annet en minimale. Konklusjonen blir at selv om alle malmtog tillates større aksellast vil banestrømforsyning og andre anlegg påvirkes minimalt.

# 7 KOSTNADER

Det er i forbindelse med utredningen ikke avdekket behov for akutte eller umiddelbare behov for forsterkningstiltak som følge av den planlagte prøvekjøringen med 32,5 tonns aksellast med ett tog i døgnet i ett år.

Behov for midler i forberedelses- og prøvekjøringsperioden vil i utgangspunktet være knyttet til etablering og oppfølging av et kontroll- og måleprogram for å holde oversikt over eventuell uheldig utvikling av elementer i infrastrukturen som kan være utsatt for ekstra belastning og dermed fare for utvikling av skader.

Dette vii i første rekke dreie seg om installasjoner for overbygning, underbygning og bruer.

**Overbygning**
For overbygning skal det gjøres en utvidelse av Haugfjell målestasjon med to nye målepunkter. Dette planlegges gjennomført sommeren 2016 etter at skinnene på strekningen er skiftet. Forberedelser og noe innkjøp for dette er gjennomført i 2016. Videre er det planlagt å instrumentere en sporveksel ved Narvik stasjon for å kontrollere krefter på enkeltdeler i sporvekselen. Det planlegges også ekstraordinær visitasjon av sviller, skinner og befestigelse og sporveksler i tillegg til ekstra oppmerksomhet på enkelte forhold ved ordinære inspeksjoner og ordinær målevognkjøring.

Haugfjell målestasjon:
Installasjon, oppkobling, instrumentering og programvareoppdatering er anslått til en kostnad på 1.800.000 kr, mens drift av anlegget inklusive strøm anslås til 200.000 kr pr år.

Sporveksel på Narvik stasjon:
Innkjøp av datautstyr, instrumentering og programvareoppdatering anslås til 250.000 kr

Avlesing av måleresultater, analysearbeid og månedlig rapportering for overbygning anslås til 500.000 pr år.

**Underbygning**
For overvåkning av fyllinger og støttemurer skal det reetableres målepunkter. På noen lokasjoner vil laserscanning eller overvåking med radarsatellittmålinger (Insar) også være aktuelt. Det er også behov for kontrollere og gå igjennom alle tidligere installerte stag for å sikre at de har nødvendig oppspenning samt at måle oppspenningskraften på utvalgte eksisterende stag/jordnagler, særlig ved fylling ved km 6,9-7,0 og støttemur ved km 33,3. Ved støttemur ved km 26,1-26,2 anbefales deformasjonsmålinger med utplasserte sensorer. Det er videre planlagt å instrumentere en stikkrenne ved km 11,915 for å kontrollere eventuelle deformasjoner. Det anbefales å utføre vibrasjonsmålinger ved togpassasjer for å vurdere dynamisk effekt av økt aksellast.

Kostnader ved de foreslåtte tiltakene er anslått til 1.800.000 kr. Driftskostnaden anslås til 500.000 kr pr år, dersom batterier kan byttes som en del av ordinær drift. Kostnadene omfatter leverandørtilsyn 2 ganger pr år, leie av utstyr og drift av web-portal som en del av overvåkningen.

Avlesing av måleresultater, analysearbeid og rapportering for underbygning anslås til 300.000 kr pr år.

**Bruer**

Det er planlagt instrumentering for registrering av nedbøyning og vibrasjoner på Norddalsbruene. Det er også planlagt instrumentering av stålkulvert for kontroll av evt deformasjoner. Det skal gjennomføres kartlegging av riss og målinger av rissvidde på alle betongbruer, og på alle steinhvelvbruer skal det registreres sprekker og evt deformasjoner. Utvikling av sprekker og riss registreres månedlig i prøvekjøringsperioden.

Instrumenteringen på Norddalsbruene og noen registreringer ble gjennomført i 2016. Resterende arbeid med etablering av måleutstyr og kartlegging anslås til 800.000 kr.
Avlesing av måleresultater, analysearbeid og bruer anslås til 400.000 kr pr år.

**Totale kostnader**

Det vil samlet sett komme kostnader på om lag 5 mill kr til installasjoner av måleutrustning og registreringer av dagens situasjon. For drift av anleggene samt avlesing av måleresultater, analysearbeid og rapportering i prosjektperioden vil det koste om lag 4 mill kr.

Resterende installasjoner forutsettes etablert sommeren 2018, mens man for drift, analysearbeid og rapportering ikke kommer skikkelig i gang før på ettersommeren slik at man kan regne 4 måneders drift av anleggene i 2018 og 8 måneder i 2019. Det betyr at man i 2018 vil ha en installasjonskostnad på 5 mill kr og en driftskostnad på 1 mill kr. I 2019 må man regne driftskostnader, samt oppfølging med avlesinger, analyser og rapportering på 3 mill kr. Til sammen 9 mill kr fordelt på 6 mill kr i 2018 og 3 mill kr i 2019.

Alle kostnader er eksklusive merverdiavgift og på dette utredningsnivå må man regne med en usikkerhet på ± 40 %.

# 8 RAMS

Rams-vurdering ble gjennomført 26.01.2017. Resultatet er sammenfattet i RAMS-rapport IUP-00-Q-05005 Rev. 00E [47], datert 22.02.2017. Det ble identifisert 26 farer og 27-RAM-forhold knyttet til prøvekjøringen. Ingen farer er vurdert som kritiske mht. gjennomførbarhet av prosjektet, som følge av at det er planlagt å implementere tiltak før og under prøvekjøringen.

Følgende forhold er særlig verdt å bemerke seg for videre arbeid med prosjektet:

- Alle hendelser er vurdert som lite sannsynlig eller svært lite sannsynlig, men med alvorlig – katastrofal konsekvens.
- **Fare S-18:** Tog klarer ikke å stoppe til hovedsignal, er vurdert i konsekvensklasse «katastrofal» hvis hendelse inntreffer. Det er lite sannsynlighet, men foreslåtte tiltak bør gjennomføres.
- Tre hendelser er vurdert i sannsynlighetsgrad 2, og kritisk hvis hendelse inntreffer:
    - **S-8:** Økning i maksimal bøyespenning, steinhvelvbruer.
    - **S-9:** Skjevhet i bruer ikke fundamentert i fjell.
    - **S-22:** Forutsatt inspeksjons/måleprogram følges ikke.
- Økt aksellast vil medføre et større vedlikeholdsbehov og kortere levetid knyttet til flere delområder av jernbanens infrastruktur (RAM-forhold). Det er planlagt kompensert for dette ved økt inspeksjon og vedlikehold og dette er en sentral forutsetning for gjennomføring av prøvekjøringen.

# 9 KONKLUSJONER

Det er gjennom analysearbeidet ikke avdekket forhold som skulle tilsi av man ikke kan gjennomføre den planlagte prøvekjøring slik det er planlagt.

Det vurderes ikke å være behov for nødvendige fysiske tiltak på spor, underbygning, bruer eller elektrotekniske anlegg for å kunne gjennomføre prøvekjøringen. Det må imidlertid etableres et overvåkingsprogram for å registrere dagens situasjon på anleggene og med tanke på eventuelle endringer/skader som følge av prøvekjøringen gjøre målinger og registreringer undervegs i prøvekjøringsperioden. Dersom man i denne fasen skulle oppdage at det oppstår skader eller at eksisterende mindre skade utvikler seg raskere enn tidligere, vil man umiddelbart kunne stanse prøvekjøringen og eventuelt utføre fysiske tiltak.

Det foreslåtte kontroll og måleprogrammet anslås til å koste ca 5 mill kr for etablering i 2018 og deretter en samlet kostnad på ca. 4 kr i kostnad for drift, avlesinger, analyser og rapportering. Til sammen 9 mill kr fordelt på 6 mill kr i 2018 og 3 mill kr i 2019.

Alle kostnader er eksklusive merverdiavgift og på dette utredningsnivå må man regne med en usikkerhet på ± 40 %.

# 10 REFERANSER

[1] Hallstein Gåsemyr, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Hjul-Skinne kontaktmekanikk. 2016
[2] Peter Hartvig, MIW. FoU Control of Wheel Rail Contact Stresses. 2016
[3] Hallstein Gåsemyr, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Spordynamikk. 2016
[4] Alf Helge Løhren, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Beregning av skinnespenninger. 2016
[5] Hallstein Gåsemyr, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Betongsviller. 2016
[6] Hallstein Gåsemyr, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Befestigelse. 2016
[7] Hallstein Gåsemyr, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Støt- og slagkrefter ved laskede skjøter, hjulslag og sveiseskjøter. 2016
[8] Hallstein Gåsemyr, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Sporveksel. 2016
[9] Hallstein Gåsemyr, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Bremselengde 2. 2016
[10] Hallstein Gåsemyr, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Bremselengde 1. 2016
[11] Hallstein Gåsemyr, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Bremselengde 3. 2016
[12] Lars Strand, LKAB. Bromsprov Malmvagn Fammoorr $F^{050}$. 2013
[13] Hallstein Gåsemyr, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Skinnevandring. 2016
[14] Hallstein Gåsemyr, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Overvåkning og vedlikehold på Ofotbanen. 2016
[15] Wei Guan, Jernbaneverket. Prøvekjøring med 32,5 tonns aksellast Ofotbanen. Kontrollberegning for jernbanebruer. 2016
[16] Wei Guan. Jernbaneverket. Vedlegg 7 til «Prøvekjøring med 32.5 tonns aksellast Ofotbanen. Kontrollberegning for jernbanebruer. 2016»
[17] Arne Vik, Jernbaneverket. Statisk beregning av Norddalsbroene for 30 tonn aksellast.1996
[18] Steinar Sandklakk, Ringtek AS. Statiske beregninger for Grunstad bru, Narvik. 2002
[19] Navn? ,Jernbaneverket. Kontrollberegning av stål- og seinhvelvbruer for 30 tonn på Ofotbanen. 1996
[20] NS 3473 Prosjektering av betongkonstruksjoner. Beregnings- og konstruksjonsregler. 4. utgave nov. 1992
[21] NS 3479 Prosjektering av betongkonstruksjoner – dimensjonerende laster. 3. utgave okt. 1992
[22] NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2008, Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 1-1: Allmenne laster - Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger
[23] NS-EN 1992-1-1:2004+NA:2008, Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner - Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger

[24] Jernbaneverkets tekniske regelverk JD 525 Bruer/Prosjektering og bygging/Laster

[25] Håndbok N400: Prosjektering av bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner. Statens vegvesen.
[26] NS-EN 1990:2002+NA:2008, Eurokode: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner, og NA Endringsblad A1:2010.
[27] Betongkonstruksjoner, beregning og dimensjonering etter Eurocode 2. Svein Ivar Sørensen. Des. 2009
[28] Bane NORs tekniske regelverk JD 530 Overbygning/Prosjektering /Spor på bruer
[29] DURCHLAUFTRÄGER, Einfluflinien Momentenlinien Schnittgröfen. Ernst Zellerer. 1975
[30] Bane NORs tekniske regelverk JD 525 Bruer/Prosjektering og bygging/Stål- og samvirkekonstruksjoner
[31] IUP-00-A-18770. Rapport geoteknikk, Golder Associates 2017.06.01.
[32] UB.101744-000 Grunnundersøkelse og geotekniske vurderinger, SCC 1996
[33] UB.101746-000 Befaring 3-6.06.1996, SCC 1996
[34] Rapport 3.8 Underbygning på Ofotbanen, JBV 1997
[35] 30 tonns prosjektet - Tilstandskartlegging Ofotbanen – stikkrenner, Noteby AS rev.1 2001
[36] Oversikt over utførte rapporter og analyser, JBV Region Nord.2004
[37] Review of embankment stability under upgraded 40 tonnes axle load, Sintef 2015
[38] Recommendation for further investigation and improvement, Sintef 2014
[39] Review of settlements under upgraded 40 tonnes axle load, Sintef.2015
[40] Review of stability of culverts under upgraded 40 tonnes axle load, Sintef 2015
[41] Rapport 20120192-01-R, Vurdering av effekt av økt aksellast basert på målte vibrasjoner og forskyvninger. NGI 2013.
[42] NVE Atlas, www.atlas.nve.no
[43] IUP-00-A-18769. Datarapport grunnundersøkelser, Multiconsult 2016.
[44] Bane NORs tekniske regelverk JD 520 Underbygning/ Prosjektering og bygging /Stabilitet
[45] IUP-00-A-18823. Kapasitetsberegning av stikkrenner.
[46] IUP-00-A-18722 Rev. 00A. Rapport ATC Bremseprøve.
[47] IUP-00-Q-05005 Rev.00E. RAMS-rapport.