OFOTBANEN, 35 TONN AKSELLAST

OFOTBANEN

Valg av Overbygning for 35 tonn



01	Høringsutgave	03.05.2018	Teknisk avdeling		
Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av

Ofotbanen **Narvik havn - Vassijaure** **Ofotbanen, 35 tonn aksellast** **Valg av Overbygning for 35 tonn**	Ant. sider **37**	Fritekst 1d	
		Fritekst 2d	
		Fritekst 3d	
	Produsent		
	Prod. dok. nr.		
	Erstatning for		
	Erstattet av		

Prosjektnr.:	Dokument nr.	Rev. **01**
BANE NOR	Dokument nr.	Rev.

1 SAMMENDRAG 5

2 SKINNER 6

2.1 SKINNEPROFIL OG STÅLKVALITETER PÅ OFOTBANEN 6
2.2 OVERBYGNING 6
2.3 KRAV 7
2.3.1 Samlet spenning for senter skinnefot i dynamisk tilstand: 7
2.3.2 Utmatting: 7
2.3.3 Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger 8
2.3.4 Kombinasjon av horisontale og vertikale krefter Y/Q 8
2.3.4.1 Horisontale/laterale krefter Y 8
2.3.4.2 Kombinasjon av Y- og Q-krefter 8
2.3.5 Kurver med små radier 9
2.4 RESULTATER MED 35T AKSELKRAFT FOR C = 0,3-0,2-0,15 N/MM^3 9
2.5 ANBEFALING SKINNER 10

3 HJUL/SKINNE KONTAKT 11

3.1 HJUL OG SKINNEPROFIL 11
3.2 VURDERINGSKRITERIUM 11
3.3 OVERSIKT OVER SPENNINGSBEREGNINGER 12
3.4 KONKLUSJON 12

4 STØT OG SLAG 13

5 BREMSING 14

5.1 BREMSEKREFTER 14
5.2 SKINNEVANDRING 14

6 SVEISING AV SKINNER 15

6.1 KRAV/DAGENS SITUASJON 15
6.2 SKINNESVEISING 15
6.2.1 Sveisemetode 16
6.3 ANBEFALING FOR SVEISING AV SKINNER 17

7 SVILLER 18

7.1 INNLEDNING/KRAV 18
7.2 BETONGSVILLENE JBV60 OG SB35F 19
7.3 RESULTATER 19
7.3.1 Resultater for JBV60 betongsviller: Momenter 20
7.3.2 Resultater for Trafikverket SB35F betongsviller: Momenter 22
7.4 ANBEFALING 25

8 BEFESTIGELSE 26

8.1 KRAV 26
8.2 FJÆRER 26
8.3 ISOLATORER 28
8.4 MELLOMLEGG 29
8.5 BELASTNING PÅ BEFESTIGELSE PÅ ELASTISK UNDERLAG 29
8.6 ANBEFALING 30

9 ISOLASJONSSKJØTER 31

9.1 KRAV 31
9.2 BEHOV 31
9.3 ANBEFALING 31

10 SPORVEKSLER 32

11 BALLAST 33

11.1 KRAV 33

11.1.1 Forslag til forsøksfelt ... 35
11.2 BALLASTPROFIL ... 36
11.3 ANBEFALING ... 36
11.3.1 Forsøksfelt på Ofotbanen ... 36
11.3.2 Forsøkstest i laboratorium ... 36
12 REFERANSER ... 37

Tabeller

Tabell 2.1-A: Stålkvalitet Strekkfasthet ... 6
Tabell 3.1-A: Tverrprofil og hjulprofil på Ofotbanen og Malmbanan ... 11
Tabell 3.1-B: Forhold mellom normalkraft, eventuelt vertikalkraft, økning i kraften (faktor) og økning i maksimal spenning (faktor) ... 11
Tabell 3.3-A: Resulterende spenninger iht. Von Mises med utgangspunkt i radius i profil for skinnehodet lik 0,300 m for forskjellige hjulbaneprofil ... 12
Tabell 3.4-A: Type av irregularitet, Utøvende kraft og Vedlikeholdstiltak ... 13
Tabell 7.3-A: Momenter i JBV60 betongsville med svillematter1 ... 20
Tabell 7.3-B: Momenter i JBV60 betongsville uten svillematter ... 20
Tabell 7.3-C: Beregnede momenter på Ofotbanen med Trafikverket SB35F betongsville med ballastmatte ... 22
Tabell 7.3-D: Beregnede momenter på Ofotbanen med Trafikverket SB35F betongsville (ikke ballastmatte) ... 22
Tabell 7.3-E: Momentkapasitet i feltmidt til SB35F ... 23
Tabell 8.2-A: Oppspenningsprinsippen fordeler og ulemper ... 27
Tabell 11.1-A Kornstørrelsesfordeling i henhold til NS-EN 13450 ... 33

Figurer

Figur 2.3-A: Kraftbildet: Belastning på skinneprofilet i kurver ... 8
Figur 3.2-A: Shakedown diagram ... 11
Figur 6.2-A: Skinnebrudd på Ofotbanen ... 15
Figur 6.2-B: Skinnebrudd Ofotbanen per feiltype 2008 - 2018 ... 15
Figur 6.2-C: eksempel på materialutfall i aluminiotermisk sveis på Ofotbanen ... 17
Figur 6.2-D: Bruddlast/nedbøyning for "gammel" og "ny" sveiseporsjonrsjon ... 17
Figur 7.3-A: Grafer til bruk for å beregne negative feltmoment i en betongsville som funksjon av svillens lengde samt forholdet mellom bredde i svillemidt og svilleende og forholdet mellom treghetsmomenter i svillemidt og svilleende ... 24
Figur 11.1-A: Målt nedknusing av jernbaneballast når aksellasten økes fra 18 tonn til 25 tonn basert på feltforsøk (Selig 1996). Horisontalaksens skala i diagrammet er ikke kjent. ... 34
Figur 11.1-B: Forsøk med knusing av ballastpukk med tre ulike graderinger. ... 35
Figur 11.1-C: Tre undersøkte ballastgraderinger og forslag til anbefalte grensekurver (grått område) for en ny gradering for kanadisk jernbane (Raymond og Diyaljee 1979). ... 36

PARAMETERNE LISTE

Symbol	Navn	Enhet
C	Ballastsiffet, Stivhet Modul til overbygningskonstruksjon	N/mm^3
j_u	Ukompensert sideakselleras jon	m/s^2
I	Manglende overhøyde	mm
L	Grunnverdi, karakteristisk lengde	mm
$p_{KV\ STAT}$	Kvasistatisk ballasttrykk	N/mm^2
P	Aksellast	tonn
p_{DYN}	Dynamisk ballasttrykk inkl. statisk og kvasistatisk ballasttrykk	N/mm^2
$S_{KV\ STAT}$	Kvasistatisk støttepunktkraft	kN
V	Hastighet	km/h
TTCI	Transporation Technology Center, Inc.	

Greske symboler

Symbol	Navn	Enhet
σ_{BRUDD}	Skinnens strekkfasthet (bruddspenning)	N/mm^2
$\sigma_{DF\ Tillatt}$	Tillatt resulterende spenning i skinnen	N/mm^2
$\sigma_{FLYT\ FOT}$	Skinnens flytspenning i fot	N/mm^2
$\sigma_{FOT\ DYN}$	Dynamisk skinnespenninger i underkant senter skinnefot inklusiv statisk og kvasistatisk skinnespenning	N/mm^2
$\sigma_{FOT\ KV\ STAT}$	Kvasistatisk skinnespenninger i underkant senter skinnefot	N/mm^2
σ_{SAMLET}	Totale skinnespenninger i underkant senter skinnefot	N/mm^2

1 SAMMENDRAG

Trafikverket har besluttet å dimensjonere sporkonstruksjonen på svensk side av malmbanen Kiruna – Narvik for 35 tonn aksellast. LKAB ønsker å kjøre tog med 35 tonn aksellast på banen fra 2022. I denne rapporten belyses ulike valg og anbefalinger av sporkomponenter for 35 tonn aksellast på Ofotbanen.

Anbefalt sporkonstruksjon for 35 tonn aksellast:

- Skinneprofil: 60E2, reprofilert til MB5 og MB2ass / skinnehelning 1:30
- Skinnekvalitet: R400HT
- Skinnelengder: 360 – 400 meter
- Sville: JBV60 med svillematte Cstat = 0,24 N/mm^3.
- Svilleavstand: 520 mm
- Befestigelse: Pandrol Fastclip FC 1604 / 9 mm PU mellomlegg 140 kN/mm
- Isolerte skjøter: Unngås ved bruk av akseltellere til togdeteksjon.
- Sporveksler: 60E1 sporveksler med bevegelig kryss
- Ballast: Det bør etableres forsøksfelter på Ofotbanen samt gjennomføre tester i laboratorium.
  I vente på resultatene fra forsøkene kunne det benyttes ballastfraskjon 22,5mm-50mm.

Beregninger foretatt med Zimmermanns metode viser at ut fra faren for skinnebrudd og utmatting kan 60E2 beholdes i hovedspor ved en aksellastøkning til 35 tonn. Antall skinnebrudd pr. år må imidlertid forventes å øke noe samtidig som levetiden blir kortere på grunn av økt slitasje og plastiske deformasjoner.

Det kan forventes en moderat økning i kontaktspenninger i kontaktpunkt mellom hjul og skinne ved økning til 35 tonn aksellast.

Skinner med kvalitet R400 HT bør anvendes i sporkonstruksjon for 35 tonn aksellast, da dette er kvaliteten med høyest motstand mot slitasje og kontaktutmatting som er tilgjengelig i dag. Basert på gode erfaringer med dagens målprofiler, MB5 og MB2ass, bør disse videreføres.

Skinnelengder bør økes fra 60 til 400 meter for å redusere antall aluminiotermiske skjøtsveiser i sporet. Ved sporombygging og skinnebytte bør elektriske sporfelt erstattes med akseltellere for togdeteksjon.

Det forventes ikke at det vil oppstå skinnevandring i spor med foreslått sporkonstruksjon grunn av økt aksellast til 35 tonn.

Det anbefales å anvende JBV60 sville fremfor Trafikverkets betongsville SB35F. Det er nødvendig å anvende svillematte for å redusere ballastspenninger og bøyemomenter.

2 SKINNER

Våren 2022 ønsker LKAB å kjøre tog med 35 tonn aksellast på Ofotbanen. I forbindelse er det nødvendig å vurdere innvirkning av dette på overbygningen. Skinnene er en svært sentral del av den, og ved hjelp av Zimmermanns metode er det foretatt skinnespenningsberegninger for skinneprofil 60E2 med aksellaster 35 tonn.

2.1 Skinneprofil og stålkvaliteter på Ofotbanen

For nye spor og sporombygging skal Ofotbanen i dag anvende sporkonstruksjonen JBV60 FE HAL. I denne sporkonstruksjonen inngår skinner med profil 60E2. I henhold til Teknisk regelverk skal en av følgende skinnekvaliteter benyttes dersom aksellast er større enn 24 tonn (Teknisk regelverk/Overbygning/Prosjektering/Sporkonstruksjoner/Stålkvalitet):

- R350 HT
- R370 CrHT
- R400 HT

Dette er såkalte «hodeherdede» skinner hvor skinnehodet er finperlittisk herdet slik at skinnehodet har en betydelig høyere hardhet enn skinnefot/skinnesteg. Siden 2012 har R400 HT skinner blitt anvendt som standard skinnekvalitet på Ofotbanen. Dette er kvalitet med hardhet 400HB / strekkfasthet 1300 MPa, og er den kvaliteten med høyest fasthet tilgjengelig i standarden EN 13674-1 og som kan anskaffes. Oppfølging av slitasje og kontaktutmatting på Ofotbanen viser at R400HT har både bedre slitasjemotstand og motstand mot kontaktutmatting enn R350 HT og R370 CrHT.

Skinneprofil som vurderes for hovedspor eller togspor på Ofotbanen, er 60E2.
Tabell 2.1-A viser hvilken stålkvalitet skinneprofilen har, og hvilken strekkfasthet finnes i de forskjellige deler av tverrprofilet.

Tabell 2.1-A: Stålkvalitet Strekkfasthet

Skinneprofil	Stålkvalitet	Min. strekkfasthet [N/mm2]	
		Hode	Fot
60E1/E2	R400HT	1 280	880

Selv om 60E1/E2 har høyere stålkvalitet i hodet enn de andre skinnene, har 60E1/E2 den samme stålkvalitet i foten enn de øvrige skinnene: R260 / 900-kvalitet. Minimum strekkfasthet/bruddspenning i foten blir bare 880 N/mm^2.

Merknad: $\sigma_{BRUDD\ R260} = 880\ N/mm^2 \quad (Flytespenning: \sigma_{FLYT\ R260} = 580\ N/mm^2)$

2.2 Overbygning

På Ofotbanen, standard er det betongsviller og 9 mm polyurethane mellomlegg. Krav til ballasthøyde er 750 mm og 800 mm på hardt underlag. (Bruk av svillematter er vurdert senere i rapporten se kapitel 7.3).

Skinner skal fungere som bærebjelke for rullende materiell.

Akselavstanden i boggiene på dagens malmvogner er så stor at skinnebelastningen under hver aksel ikke øker på grunn av naboakselen i boggien (største deformasjoner og spenninger i skinnen opptrer direkte under en enkelt aksel i boggien). Akselavstanden i malmvognboggiene: 1778 mm.

Skinner og sviller ligger på en ballastseng med elastiske egenskaper. Konstruksjonen (skinnene, sviller, befestigelser) belaster ballasten.

Underbygningen er varierende og for en stor del preget av fjell eller fyllinger av sprengstein. Ballastsifferet C som er en verdi for elastisiteten i opplagringen av skinnene, er avhengig av undergrunnens egenskaper, pukkvalitet og mellomleggets elastisitet. Den har stor innvirkning på skinnespenningene. Ballastsifferet settes derfor til: 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.

På Ofotbanen kjøres det med tilnærmet likevektshastighet det vil si ukompensert sideakselleration j_u = 0 m/s^2 og manglende overhøyde I = 0 mm, men banen er kurverik med små kurveradier. Eksentrisk belastning på grunn av usymmetrisk lagret gods, endring av hjultrykket i vindskjevt spor og vindlast, avvik fra likevektshastigheten kan forekommer.
Det kvasistatiske tillegget settes derfor.

Trykket mot svillens underside: $p_{KV\ STAT}$

Ballasttrykket er trykket mellom underkant sville og ballasten. Som en «tommelfingerregel» bør ikke ballasttrykket overstige 0,30 N/mm^2 for betongsviller i dynamisk tilstand, $p_{DYN,MAKS}$.

Støttepunktkraften under svillen: $S_{KV\ STAT}$

Støttepunktkraften er den kraften som forårsaker belastningen på svillene. Denne kraften benyttes til dimensjoneringen av betongsvillen (maks. 150 kN i dynamisk tilstand).

Maksimalt Hastighet på Ofotbanen med last:

$$V = \ 50\ km.h^{-1}$$

2.3 Krav

2.3.1 Samlet spenning for senter skinnefot i dynamisk tilstand:

Den største dynamiske bøyestrekkspenningen forventes å skje i underkant skinnefot i symmetriaksen. Skinnen er utsatt for bøyespenninger forårsaket av vertikale hjullaster fra toget (rett linje), normal spenningen fra temperatureffekter på helsveiste sporene (CWR) og restspenninger (egenspenning) fra produksjonsprosessen.

Den resulterende spenningen for senter skinnefot bør ligge under flytespenning og under strekkfasthet for skinnen. Det bør ikke forekomme permanent plastisk tøyning eller brudd i skinnen.
Spenningen i foten bør:

$$\sigma_{SAMLET} \leq \sigma_{FLYT\ FOT} = 580\ N/mm^2\ (R260Mn) \qquad [1]$$

(Tabell 6.1 A i [1] vises opptredende kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i senter underkant fot.)

2.3.2 Utmatting:

Ved gjentatte belastninger, kan skje utmattingsbrudd med starte punkt i midten av skinnefoten. Den tillatte bøyespenning må bestemmes på basis av den utmattelse bøyestyrke.
$\sigma_{DF\ Tillatt}$ er tillatt spenning i underkant av skinnefot i symmetriaksen på utmatting forårsaket av den dynamiske vertikale hjulkraft ved framføring av materiellet.
Ved bruk av Smiths diagram for stålkvalitet R260, de tillatte hjulframføringspenningene, $\sigma_{DF\ Tillat}$, avleses til 250 N/mm^2 for σ_{MEAN}: 339,3 N/mm^2.
Smith diagram er fremkommet under idealiserte tilstander i laboratorium. Det må imidlertid tas hensyn til ytre forhold i sporet. Korrosjon kan være en faktor som har sterk innflytelse. På

Ofotbanen bør den tillatte trafikkspenningen divideres med en faktor på 1,4 for å ta hensyn til ytre forhold i sporet: sikkerhetsfaktor γ = 1,4.

$$\text{Så } \sigma_{DYN\ FOT\ R260} \le \sigma_{DF\ maks} = \frac{\sigma_{DF\ Tillat\ R260}}{\gamma} = \frac{250}{1,4} = 178.6\ N/mm^2$$

$\sigma_{FOT\ DYN}$: Dynamisk skinnespenninger i underkant senter skinnefot [N/mm2]

For skinneprofil 60E2 skulle det ikke være fare for utmatting ved 35 tonns aksellast.
(se Tabell 6.1 A: Oppsummering av spenningene i rett linje med akselkraft = 35 T, avhengig av C: 0,3-0,2-0,15 N/mm3 i [1])

2.3.3 Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger

Hvis levetid og økonomi for skinnene vurderes, bør den kvasistatiske beregningsspenningen ikke overstige 10 % av spenningspotensialet av bruddspenningen og den dynamiske spenningen ikke overstige 16 %. (se [1] kapitel 3.1.3)

I Tabell 6.1 A i [1] vises opptredende kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i senter underkant fot i forhold til de erfaringsmessige grenseverdier. Verdier som overskrider grensekravene til spenninger ut fra levetids og økonomiske vurderinger er markert i rød.

2.3.4 Kombinasjon av horisontale og vertikale krefter Y/Q

2.3.4.1 Horisontale/laterale krefter Y

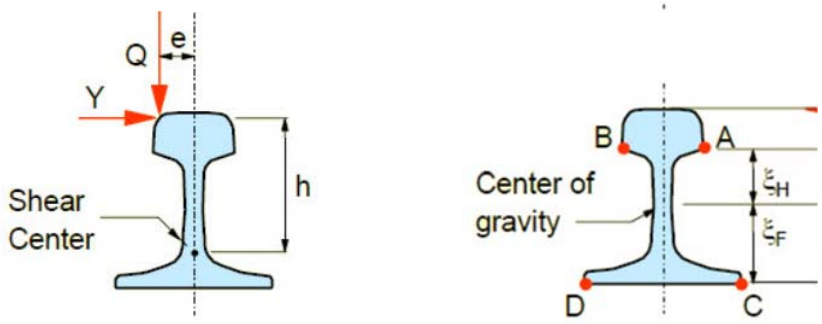
De horisontale/laterale kreftene kan inndeles i kvasistatiske og dynamiske krefter.
Av kvasistatiske kreftene er det spesielt 2 begrep som har interesse:

- Styringskraften P_A som har betydning for vurdering av slitasje på skinnehodet.
- Føringskraften $Y_{føring}$ som har betydning for vurdering av sporets føringsevne samt P_A.

Dynamiske laterale krefter forårsakes av justeringsfeil i sporet, egen genererte svingninger av det rullende materiellet og ujevn lastfordeling mellom akslene.

2.3.4.2 Kombinasjon av Y- og Q-krefter

I praksis er det vanskelig å beregne de forskjellige komponentene for den samlede Y-kraft. Vi ser derfor gjerne på en kombinasjon av Y- og Q-krefter. (Lateral og vertikal kraft)
Vi beregner skinnespenninger ut ifra ett-punkts berøring. Ett-punkts berøring medfører at de vertikale og horisontale kreftene angriper skinnen i samme punktet (se Figur 2.3-A).



Figur 2.3-A: Kraftbildet: Belastning på skinneprofilet i kurver

Q	*Vertikal kraft (akselkraft)*	*[kN]*
Y	*horisontalkraft*	*[kN]*

Med de erfaringer som er gjort, kan Y-kreftene uttrykkes som en funksjon av Q-kreftene.

For å finne horisontalkraften Y_{DYN} varierer man Y/Q-forholdet fra 0,3 til 1,2*Q_{DYN}.

I praktisk opptrer de alle største forholder mellom Y og Q med 0.5. Med høyre verdier er det noe galt med vogn eller spor.

Skinnespenninger i alle 4 beregningspunkter (A, B, C, D) er vurdert. Strekkspenninger ansees som mest risikofylt med tanke på brudd i skinnene. Strekkspenningene vil oppstå i ekstrempunktene på yttersiden av skinnene (punktene A og C) i forhold til hvor kreftene angriper på skinnehodet.

Spenningene på grunnet av kombinerte laterale og vertikale krefter i yttersiden av skinnene er gitt i Tabell 6.1-B i [1].

2.3.5 Kurver med små radier

I tillegg til disse skinnespenningene opptrer i kurver med små radier spenninger som skyldes horisontal bøyning på grunn av kurver. (se Tabell 3.2 B i [1])

2.4 Resultater med 35T akselkraft for C = 0,3-0,2-0,15 N/mm^3

Skinnespenninger

Tabell 6.1 A i [1] vises opptredende kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i senter underkant fot.

Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger

De kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i senter underkant fot i forhold til de erfaringsmessige grenseverdier for vurdering av levetid og økonomi for skinnene er vist i Tabell 6.1 A i [1]. Verdier som overskrider grensekravene til spenninger er markert i rød i vedlegget.

Kombinasjon av horisontale og vertikale krefter Y/Q

Spenningene på grunnet av kombinerte laterale og vertikale krefter i yttersiden av skinnene er gitt i Tabell 6.1 B i [1] med følgende forutsetninger:

C = 0.30; 0.20; 0.15 N/mm^3, 60E2, 35 tonn

- Ingen fare for skinnebrudd på grunn av skinnespenninger i senter skinnefot:
  $\sigma_{SAMLET} \leq \sigma_{FLYT\ FOT} = 580\ N/mm^2$
- I følge Smiths diagram er det liten eller ingen fare for utmatting av skinneprofil 60E2
  $\sigma_{DF\ maks} = 178,6 N/mm^2 > \sigma_{DYN\ FOT}$
- Ballasttrykket er for stort for betongsville. Svillemattene vil kompensere for de for høye spenningene (se Kapitel 7.3.1)
  $p_{DYN} > p_{DYN\ MAKS} = 0,30 N/mm^2$
- Støttepunktkraften er mindre enn kravet for betongsville
  $S_{DYN} < S_{DYN\ MAKS} = 150 N/mm^2$
- Kravet til kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i underkant skinnefot overskrides utfra levetids- og økonomiske vurderinger ved aksellast på 35 tonns med skinneprofil 60E2 for C=0.2 og 0.15 N/mm^3 (OK for C=0.3 N/mm^3)

- Skinnespenningene i hodeytterkant på 60E2-profilet kunne overskride bruddspenningene ved høye verdier av forholdet $(Y/Q)_{DYN,}$ dvs. forholdstall større enn 1,0 for 35 tonn. Det overskrider flyttespenning ved forholdstall større enn 0.6 (Det er plastikke deformasjoner av hodet som vil bestemmer levetid på skinner). (Merknad: Spenningene på grunnet av små kurver (Kapitel 2.3.5) er ikke tatt med i tabell)

Konklusjon

Beregningsresultatene viser at ut fra faren for skinnebrudd og utmatting kan 60E2 beholdes i hovedspor ved en aksellastøkning til 35 tonn. Spenningene er høyre enn på 30T. Det er ingen utfordring i fot. Det kan oppstå plastisk deformasjoner på hjørnene av skinnene.

Skinnebruddfrekvensen p.g.a. utmatting må imidlertid forventes å øke i skinneprofil, spesielt ved lavere ballastsiffer, dvs. $C \leq 0{,}20$ N/mm^3 (verdier nærmere utmatting grenseverdier).
Den tekniske levetiden vil forventes å bli redusert på grunn av økt utvalsing i skinnehodet. Det blir slitasje og plastikke deformasjoner på hodet langt før utmatting eller skinne brudd treffer.

Dagens betongsviller vil dessuten kunne få noe redusert levetid p.g.a. raskere nedknusing ved økt aksellast til 35 tonn. Det kan bli kompensert med brukt av svillematter (se kapitel om svillematter 7.3.1).

2.5 Anbefaling skinner

- Skinneprofil R> 600m: 60E2 – reprofilert til MB5
- Skinneprofil R ≤ 600m ytterstreng: 60E2 – reprofilert til MB2ass
- Skinneprofil R ≤ 600m innerstreng: 60E2 – reprofilert til MB5
- Skinnekvalitet: R400 HT

3 HJUL/SKINNE KONTAKT

3.1 Hjul og skinneprofil

For hjul og skinner videreføres tverrprofilene som for 30,00 tonns aksellast. Det vises til Tabell 3.1-A

Tabell 3.1-A: Tverrprofil og hjulprofil på Ofotbanen og Malmbanan

Hjulprofil	WP4	S1002	WPL9	WPLX5v2	
Skinneprofil	MB1	MB1v2 asym	MB4	60E2	MB5

Ved rullende kontakt blir økningen i kontaktspenningene mellom hjul og skinne relativt beskjeden på grunn av stålets tverrkontraksjon ved samme hjuldiameter på vognene. Kontaktspenningene er beregnet for en elliptisk kontaktflate med ellipsoidal spenningsfordeling iht. Hertz teori.

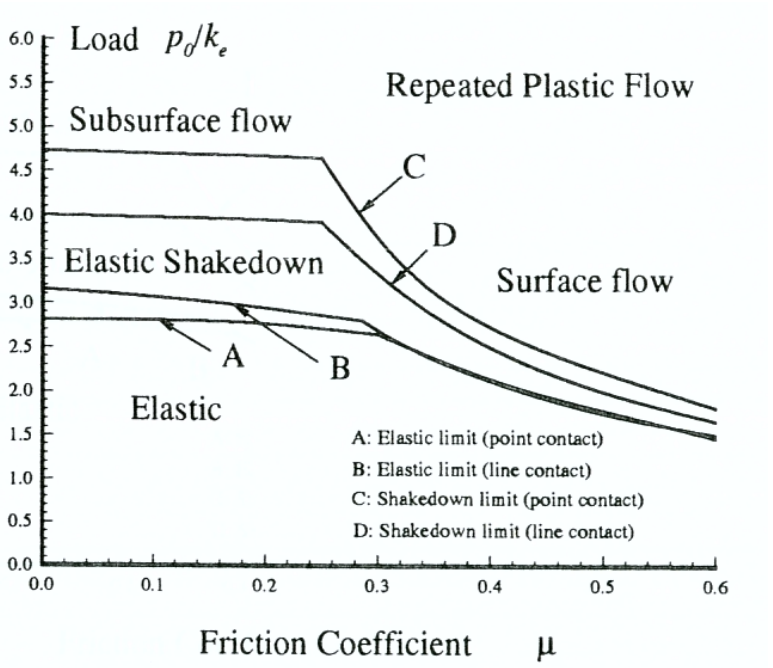
Tabell 3.1-B: Forhold mellom normalkraft, eventuelt vertikalkraft, økning i kraften (faktor) og økning i maksimal spenning (faktor)

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 $\sigma_{\xi, max}$ i (faktor)	1,000	1,063	1,145	1,176	1,210

Økning av resulterende belastning fra skjærspenning ved rullende kontakt og spenning på grunn av bremsing blir også relativ moderat under forutsetning av lav adhesjon. Beregningene er utført iht. hypotese til Von Mises.

3.2 Vurderingskriterium

Shakedown diagrammet er brukt for vurdering av utmatting i skinnehodet gjennom kvotienten eller lastfaktoren p_0/k_e (normalspenning ved rullende kontakt/skjærspenning til stålmaterialet) ved varierende friksjonskoeffisient eller mulig adhesjonskoeffisient.



Figur 3.2-A: Shakedown diagram

3.3 Oversikt over spenningsberegninger

Tabell 3.3-A viser normalspenninger på skinnehodet ved rullende kontakt og resulterende spenninger på grunn av skjærspenning og spenning fra bremsing iht. hypotese til Von Mises for antatt radius i tverrprofilet til skinne og varierende geometri for tverrprofilet til hjulbane til hjulet.

Tabell 3.3-A: Resulterende spenninger iht. Von Mises med utgangspunkt i radius i profil for skinnehodet lik 0,300 m for forskjellige hjulbaneprofil

Parametere		Tangentialspenning q_0 ved full glidning (N/mm^2) Malmvogn med hjuldiameter 900 mm		
Krumningsradius, tverrprofil, skinne; $r_{\eta R}$ (m)		0,300		
Hjulbaneprofil r_η (m)		0,33	0,36	∞
Kontaktareal A_e (mm^2)		365	314	184
Normalspenning fra rullende kontakt		$p_0 = \frac{3}{2} \cdot \frac{N}{\prod \cdot a \cdot b}$		
Normalspenning p_0 (N/mm^2); rullende kontakt		770	902	1540
Resulterende spenning ved skjær og kryp σ_{VM}		$\sigma_{VM} = \frac{p_0}{\sqrt{3}}; \quad \sigma_{VM} = \sqrt{(0{,}40 \cdot p_0)^2 + 3 \cdot (\mu \cdot p_0)^2}$		
μ = 0,00	N/mm^2	445	521	890
μ = 0,10	N/mm^2	336	393	671
μ = 0,15	N/mm^2	367	430	734
μ = 0,25	N/mm^2	454	532	908
μ = 0,30	N/mm^2	505	592	1010
μ = 0,40	N/mm^2	616	722	1232
μ = 0,50	N/mm^2	734	860	1469
μ = 0,60	N/mm^2	857	1004	1715

Det framgår at det et rent konkavt hjulprofil ($r_\eta = \infty$) forårsaker store normalspenninger på skinnehodet og at adhesjon med høy koeffisient gir store resulterende spenninger iht. von Mises.

Testkjøring med bruk av nødbrems viste en adhesjonskoeffisient < 0,04 som tilsvarer en retardasjon på ca. 0,32 m/s^2 på en linje i fallende gradient på ca. 15 – 17 promille.

Når ikke elliptiske kontaktflater oppstår, kan spenningene bli høyere.

3.4 Konklusjon

Det forventes ikke vesentlig økning i hastighet på utmatting og slitasje på skinnehodet på grunn av 35 tonn aksellast i forhold til 30,00 tonn aksellast dersom de øvrige inngangsparametere ikke endres.

(se også kapitel 7 i [2])

4 STØT OG SLAG

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.

Støt- og slagkreftene benevnes P1 som opptrer på skinnehode og P2 som opptrer lenger nede i overbygningen noen mikrosekunder senere.

Tabell 3.4-A gir en oversikt over type av irregularitet, utøvende kraft og vedlikeholdstiltak. Den beskriver vedlikeholdstiltak som må iverksettes som funksjon av type irregularitet..

Tabell 3.4-A: Type av irregularitet, Utøvende kraft og Vedlikeholdstiltak

Type av irregularitet	Utøvende kraft	Vedlikeholdstiltak
Hjulslag og defekter på hjul	P1; P2	hjuldreining
Korte bølgelengder på skinnehodet	P1; P2	Sliping (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 som gir bølgelengder	Rullende materiell	Pakking

Det må forventes økt frekvens mht. sveisebrudd.

(se også kapitel 8 i [2])

5 BREMSING

5.1 Bremsekrefter

Det er vurdert 3 ulike tilstander mht. bremsing fra malmtog med aksellast på 35,00 tonn på spor på linje i fallende gradient på 17,50 ‰ (mm/m):

- Bremsekraft for nedbremsing til full stopp
- Bremsekraft for opprettholdelse av konstant hastighet
- Test for 32,50 tonn aksellast på Ofotbanen for nedbremsing til full stopp ved nødbrems

I tillegg vurderes belastning mot sporet ved full utnyttelse av kapasitet ved El dynamisk brems fra lokomotivet.

Vanlig driftsbrems, nødbrems og El dynamisk brems fra lokomotivet benytter adhesjon mot sporet.

Normalt er adhesjonskoeffisienten lav. Dersom det benyttes samme bremsekraft for 35,00 tonns aksellast som for 30,00 tonns aksellast, vil aspektet føre til lengre bremselengder.
I forbindelse med testen for nødbrems for 32,50 tonns aksellast ble det notert en samlet bremselengde på 683 m.

Under hensyntagen til benyttelse av lav adhesjon fra rullende materiell forventes lav økning mht. utmattingsskader og nedbrytningsmekanismer i sporet.

(se kapitel 3 og 4 i [2])

5.2 Skinnevandring

Det legges opp til en sporkonstruksjon som består av betongsviller med senteravstand 520 mm og befestigelse med fjærer med nødvendig klemkraft.

Det forventes ikke at det vil oppstå skinnevandring eller sporvandring ved framføring i konstant hastighet på linje i fallende gradient ved bruk av blokkbremser fra vogner. Adhesjonskoeffisient som må benyttes, er meget lav.

Det forventes ikke at det vil oppstå skinnevandring eller sporvandring ved framføring for nedbremsing til full stopp på linje i fallende gradient ved bruk av blokkbremser fra vogner relatert til sporkonstruksjon ved sporfornyelse.

Ved utøvelse av El dynamisk brems med kapasitet på 750 kN fra lokomotiv fordelt på 24 aksler er det en mulig at sporvandring kan oppstå.

(se kapitel 2 i [2])

6 SVEISING AV SKINNER

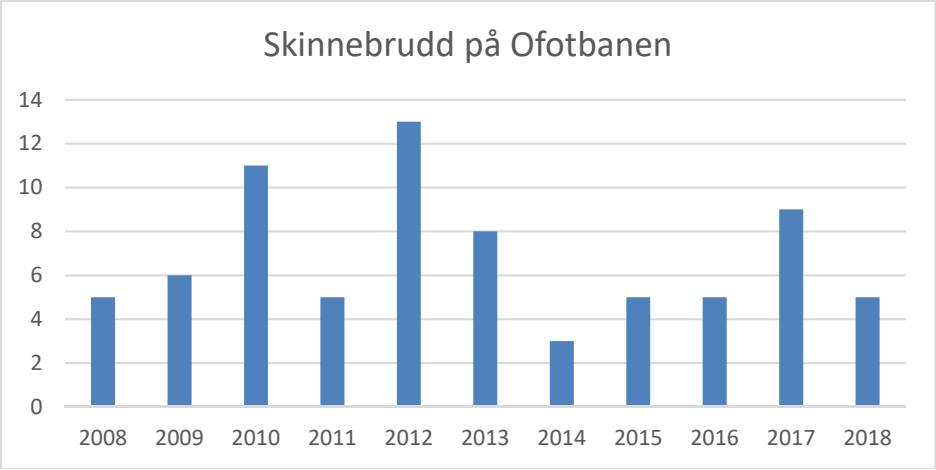
6.1 Krav/dagens situasjon

Skinnebytte og sporbygging på Ofotbanen i dag skjer ved at 60 meter lange skinner legges inn og sveises sammen med aluminiotermisk sveisemetode. Siden 2004 er sveisemetoden ET-HPW brukt som standard sveisemetode på Ofotbanen.

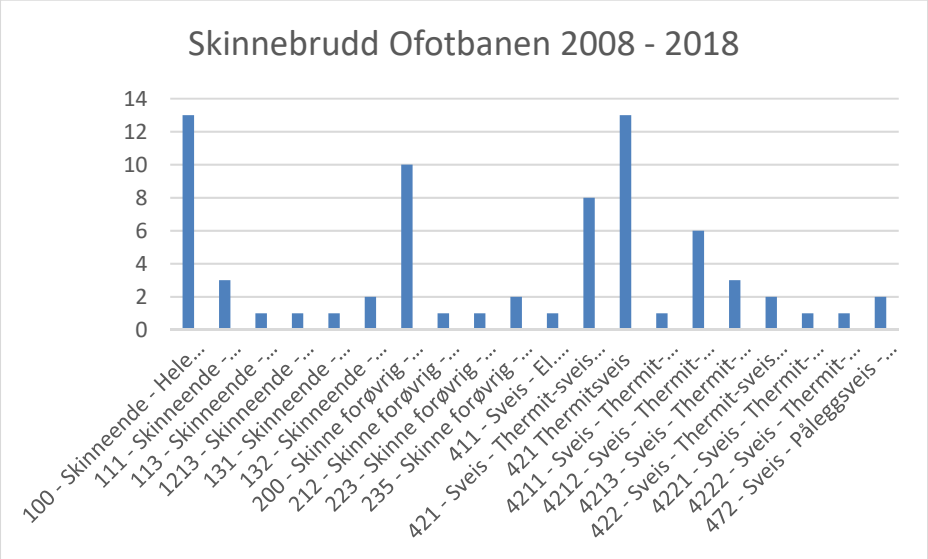
6.2 Skinnesveising

I perioden januar 2008 til april 2018 er det registrert 75 skinnebrudd på Ofotbanen (Banedata Innsyn), dvs. i snitt 8,1 skinnebrudd pr. år. Fordelt på Ofotbanens 42 km lengde tilsvarer dette en bruddrate på 19,3 skinnebrudd/år/100 km. Til sammenligning ligger bruddraten for Bane NOR sine øvrige spor på ca. 1 skinnebrudd/år/100 km. Bruddraten er altså nesten 20 ganger så høy på Ofotbanen som for de øvrige spor i Bane NOR.

Tall fra Banedata viser videre at 38 av de 75 registrerte skinnebrudd på Ofotbanen er brudd i skinnesveis, altså 51%. Tilsvarende for Bane NOR sine øvrige spor utgjør sveisebrudd 35-40 % av alle skinnebrudd. Brudd i skinnesveis er altså i dag et betydelig problem på Ofotbanen.



Figur 6.2-A: Skinnebrudd på Ofotbanen



Figur 6.2-B: Skinnebrudd Ofotbanen per feiltype 2008 - 2018

En viktig årsak til det svært høye antall sveisebrudd på Ofotbanen er de mekaniske egenskapene ved de aluminiotermiske skjøtsveisene. Aluminiotermisk skjøtsveising innebærer at mellomrommet mellom skinneendene blir støpt med flytende stål, noe som medfører en relativt grovkornet støpestruktur, med lavere slagseighet og utmattingsfasthet som resultat. I tillegg kan geometriske avvik oppstå i aluminiotermiske skjøtsveiser, noe som øker de dynamiske lastene.

Ved en økning fra 30 til 35 tonnaksellast vil påkjenninger på aluminiotermiske skjøtsveiser øke ytterligere. Et viktig tiltak for å begrense antall skinnebrudd kan være å minimere antall aluminiotermiske skjøtsveiser ved sporbygging og skinnebytte. Dette kan oppnås ved å bruke lengre skinnelengder enn dagens 60 meter lange skinner. På den svenske delen av malmbanen anvendes skinner med 360 – 400 meters lengde. Skinnene blir valset i 120 meters lengde, men blir sveist sammen med brennstuksveising i stasjonært anlegg til 360-400 meter. Brennstuksveising er en sveisemetode uten bruk av tilsatsmidler og er overlegen den aluminiotermiske sveisemetoden hva mekaniske egenskaper angår.

Bruk av 400 meter lange skinner på Ofotbanen kan by på utfordringer i forbindelse med nøytralisering på grunn av de små radier på banen. Dette bør imidlertid kunne løses på et betongsvillespor ved hjelp av moderne hjelpemidler i form av spesialruller som støtter opp skinnene sidesveis, samtidig som skinnene løftes. Det anbefales at montering og nøytralisering av 400 meter lange skinner testes i begrenset omfang før en endelig beslutning om å innføre denne skinnelengden tas.

En ytterligere reduksjon av antall aluminiotermiske skjøtsveiser kan oppnås gjennom eliminering av prefabrikkerte isolerte skjøter. Disse anvendes i dag som komponenter i elektriske sporfelt for togdeteksjon. Ved å anvende akseltellere til togdeteksjon i stedet for elektriske sporfelt, vil man eliminere 2 skjøtsveiser for hver isolert skjøt i tillegg til selve isolasjonsskjøten.

6.2.1 Sveisemetode

Siden 2004 er sveisemetoden ET-HPW brukt som standard sveisemetode. Dette er en to-komponent sveisemetode hvor det anvendes en porsjon med fasthet tilsvarende R260 skinnekvalitet og hvor skinnehodets hardhet tilpasses ved hjelp av vanadiumgranulat som frigjøres fra en beholder som smelter når det flytende stålet fyller opp sveiseformene. På denne måten oppnås samme egenskaper i sveisesonen som i skinnen forøvrig hvor skinnehodet har betydelig høyere hardhet enn skinnens fot og steg.

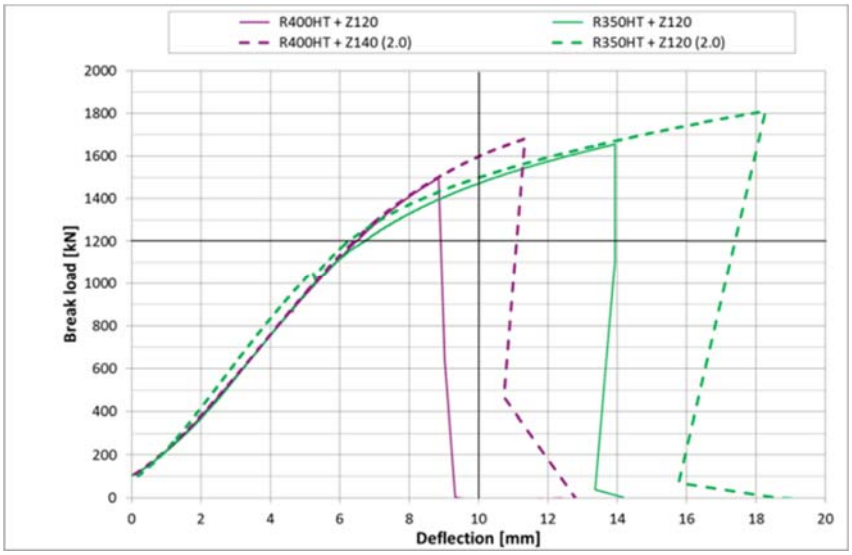
I tillegg til at det er relativt mange brudd i skinnesveis på Ofotbanen, er også store problemer med feil og skader i skjøtsveisene, som gjør at de har en lavere levetid enn skinnene. Spesielt har det vist seg at HPW sveisen er utsatt for materialutfall på kjørekanten.



Figur 6.2-C: eksempel på materialutfall i aluminiotermisk sveis på Ofotbanen

HPW blir brukt på Ofotbanen fordi dette til nå har vært den eneste aluminiotermiske sveisemetoden som klarer kravet til nedbøyning i 3 pkt. bøyetest på 10 mm. (ref. https://trv.banenor.no/ts/Overbygning/Aluminiotermisk_sveiseprosess#3_point_bending_test) Elektro Thermit har imidlertid nå utviklet nye sveiseporsjoner til metodene SoW-5 og SkV L25 Elite som har kraftig forbedrede mekaniske egenskaper, og som klarer kravene til nedbøyning («Thermit Plus»). SkV L25 Elite er testet og godkjent for sveising av R400 HT / R370 CrHT skinner hos ØBB, SBB, DB og ProRail. SkV L25 er en enklere og rimeligere sveisemetode enn HPW. Trafikverket anvender sveisemetoden SkV L25 Elite til sveising av R350 LHT skinner på Malmbanan og har gode erfaringer/lite feil med denne metoden.

Det anbefales å gå over fra HPW til SkV L25 Elite Z140 for sveising av skinner på Ofotbanen.



Figur 6.2-D: Bruddlast/nedbøyning for "gammel" og "ny" sveiseporsjonrsjon

6.3 Anbefaling for sveising av skinner

- Skinnelengder ved sporbygging og skinnebytte: 400 meter
- Aluminiotermisk sveisemetode: ET SkV Elite / Z140

7 SVILLER

7.1 Innledning/Krav

Betongsvillen dimensjoneres etter UIC CODE 713 R 1st edition, November 2004 og EN 13230-6: 2015 (E). UIC CODE 713 R 1st edition er mer utfyllende mht. formel for dimensjonering av bøyemomenter i svillemidt enn EN 13230-6: 2015 (E). For beregning av bøyemoment i feltmidt i betongsville er den nøyaktige formel [4.2] i kapittel 2.3.10 – Design bending moment benyttet framfor formel [4.3] i UIC CODE 713 R 1st edition.

Det er en forutsetning at betongsvillen har tett forbindelse mot ballastsengen over hele betongsvillens lengde. Det må ikke forekomme løs kontakt mellom svilleende og pukksteinene i ballastlaget slik at betongsvillen rir på midten da den i en slik stilling vil brekke.

Svilleavstand på Ofotbanen er 0,52 m.

Det må benyttes betongsviller. Betongsviller er betydelig tyngre enn sviller i tre og stål. På grunn av Ofotbanens beskaffenhet med linje i fallende gradient på ca. 15 promille og kurver med små radier vil betongsvillens tyngde bidra til å redusere sporvandring ved bremsing av tunge malmtog.

Tresviller

Tresviller kan ikke anvendes av flere grunner:

- Trematerialet har for svake mekaniske egenskaper for de belastninger som opptrer i kurver med små radier.
    - Kantspenningene mot tre fra skruer fra befestigelsen blir altfor store slik at det vil oppstå avlange hull i trematerialet som vil medføre løs befestigelse.
    - Kantspenningene fra befestigelsens underlagsplate vil også bli for store slik at underlagsplaten vil grave seg ned i tresvillen i en skråstilling.
- Tresvillen har for liten vekt og kombinert med lav spennkraft for fjærer i befestigelsen vil aspektet føre til skinnevandring og sporvandring ved relativt lave adhesjonskoeffisienter for et spor i fallende gradient.
- Endelig er kreosot ikke tillatt for beskyttelse av trematerialet.

Kompositttsviller:

Kompositttsviller er ikke vurdert i denne rapporten.

Stålsviller:

Stålsviller er ikke vurdert i denne rapporten.

Betongsviller

Det finnes et antall typer av betongsviller på det internasjonale markedet for bruk i tunglastbaner (>30 t). Noen felles trekk er at

- betongsvillene har lengde $\geq$ 2600 mm,
- flate i underkant sville $\geq$ 7000 x 10^2 mm^2
- og vekt $\geq$ 350 kg (uten vekt av befestigelse).

Eksempelvis har det tyske foretaket RAIL.ONE Company en optimal konstruert betongsville for aksellast på 36 tonn og tillatt hastighet på 200 km.

Betongsviller med kort lengde $\leq$ 2500 mm fører til ugunstig fordeling av momenter på bøyning i svillemidt og i svilleende.

De internasjonale kravene setter ingen grense til betongsvillens lengde for tunglastbaner. Normene gir utfyllende informasjon om momentfordeling på bøyning og det går tydelig fram at lengde på 2,60 m er å foretrekke framfor lengde på 2,50 m. Det er helt og holdent foretakets ansvar (Bane Nor SF) å ta stilling til betongsvillens lengde.

7.2 Betongsvillene JBV60 og SB35F

JBV60

Den norske betongsvillen JBV 60

- har lengde 2600 mm,
- flate i underkant sville er ca. 6790 x 10^2 mm^2
- og vekt er 285 kg.

SB35F

Den svenske betongsvillen for 35 tonn aksellast TYP SB35F

- har en lengde 2500 mm,
- flate i underkant sville er ca. 6940 x 10^2 mm^2
- og vekt er 282 kg med befestigelse.

Det er 2 aspekter: vekt av sville for å motstå sporvandring og installasjon av antall spenntau i betongsvillen, dvs. at det må være plass til nok spenntau til å ta opp belastningen på bøyemoment. Betongsvillen er ikke en slakkarmert konstruksjon hvor armeringen kan komme i tøyning uten at svillen brekker, men en spennarmert konstruksjon. Dersom belastningen blir for stor og et spenntau ryker helt plutselig, så er svillen ubrukelig.

Detaljert informasjon i [4]

7.3 Resultater

Svillelengde på 2,60 m er å foretrekke framfor en svillelengde på 2,50 m på grunn av momentfordelingen på bøyning i enden av svillen og i svillemidt. (Se. Tabell 7.3-B og Tabell 7.3-D; Tabell 7.3-A og Tabell 7.3-C).

I skinnebefestigelsen må anvendes en relativ stiv mellomleggsplate med stivhet minimum på 140 kN/mm. Dette innebærer at spissbelastningen mot svillen i sete for skinnen dempes i mindre grad enn ved en mykere mellomleggsplate.

Det vil være nødvendig å benytte svillematte for å oppnå en bedre lastfordeling. Anvendelse av svillematter reduserer bøyemomentene.

7.3.1 Resultater for JBV60 betongsviller: Momenter

Tabell 7.3-A og Tabell 7.3-B viser resultat av beregninger av bøyemomenter i svilleende og i svillemidt med og uten svillematter. (Se Tabell 7.3-A og Tabell 7.3-C) etter UIC code 713 R 2.3.10, formel [4.2].

Detaljerte beregninger vises i [5].

Tabell 7.3-A: Momenter i JBV60 betongsville med svillematter1

JBV60 betongsville, l = 2500 mm, m = ca. 285 kg, F = 679000 mm^2 Momenter i betongsville med svillematter					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,\,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	115,50 kN		Ikke relevant		
	Positivt $M_{k,\,r,\,pos}$ = + 16,86 kNm	Negativt $M_{k,\,r,\,neg}$ = - 8,43 kNm	Positivt $M_{k,\,c,\,pos}$ = + 7,35 kNm	Negativt $M_{k,\,c,\,neg}$ = - 10,50 kNm	

Tabell 7.3-B: Momenter i JBV60 betongsville uten svillematter

JBV60 betongsville, l = 2500 mm, m = ca. 285 kg, F = 679000 mm^2 Momenter i betongsville uten svillematter					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,\,r}$	1,60		1,60		$_r$
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	121,50		Ikke relevant		
	Positivt $M_{k,\,r,\,pos}$ = + 17,74 kNm	Negativt $M_{k,\,r,\,neg}$ = - 8,87 kNm	Positivt $M_{k,\,c,\,pos}$ = + 7,73 kNm	Negativt $M_{k,\,c,\,neg}$ = - 11,04 kNm	

I Overbygning/Betongsviller – Tekniske spesifikasjoner er det gitt følgende krav for karakteristiske bøyemoment for sville JBV 60 uten svillematte:

- Positiv karakteristisk bøyemoment skinnesete $M_{k,\,r,\,pos}$: 16,80 kNm
- Positiv karakteristisk bøyemoment i svillemidt $M_{k,\,c,\,pos}$: 7,80 kNm
- Negativ karakteristisk bøyemoment i svillemidt $M_{k,\,c,\,neg}$: 10,50 kNm

For dimensjonering av betongsvillen med og uten svillematte er det benyttet følgende fjærkarateristikker for de elastiske sjikt:

- Fjærstivhet for ballastsengen $k_B = 12 \cdot 10^4$ N/mm (tilsvarer C_B = 0,40 N/mm^3)
- Fjærstivhet for mellomlegget mellom skinne og sville k_{RP} = 1,40 x 10^5 N/mm (lik 140 kN/mm og C_{RP} = 0,47 N/mm^3)
- Fjærstivhet for svillematte k_{SM} = 9 x 10^4 N/mm (tilsvarer C_{SM} = 0,30 N/mm^3)

Iht. opplysninger fra leverandør og Trafikverket er den korrekte fjærstivhet som vil bli brukt på på svillemattene, C_{SM} = 0,24 N/mm^3. I beregningene er benyttet C_{SM} = 0,30 N/mm^3. Dette har i praksis ingen innflytelse.

Svillemattene gir et viktig bidrag til å redusere bøyemomentene i svilleende under svillesete og i feltmidt. Årsaken er at lastfordelingsfaktoren blir bedre.

Ved bruk av svillematte med definert fjærkarakteristisk blir bøyemomentene for 35 tonn aksellast omtrent de samme som er definert for sville JBV60 for 32 tonn.

Det anbefales bruk av svillematte for å oppnå en jevnere belastning på betongsvillens underside og for pukksteinene i det øverste laget i ballastsengen. Spissbelastninngen reduseres betydelig. Forskning bekrefter at spissbelastningen halveres.

Det er en liten overskridelse i bøyemomentene i forhold til kravspesifikasjonen for sville JBV 60 ved bruk av svillematter. Det bør diskuteres hvorvidt denne svillen kan benyttes for 35 tonn aksellast. Det er benyttet de høyeste verdiene for de ulike koeffisientene iht. EN -13230-6: 2015 som inngår i prosedyren for beregning av momentene iht. normen. Bøyemomentene beregnes ved bruk av flere koeffisienter som skal ivareta ulike irregulariteter (hjulslag, rifler på skinnehode, ugunstig fordeling av pukk mot svillens underside, hengende sviller med mer). I forhold til normene er det benyttet de største koeffisientene for de ulike irregularitetene. Beregningene viser en overskridelse på ca. 0,1 kNm (16,86 kNm for 35 tonn og kapasitet på 16,80 kNm i teknisk kravspesifikasjon i svilleende; i svillemidt er det o.k. på grunn av svillens lengde på 2,60 m).

7.3.2 Resultater for Trafikverket SB35F betongsviller: Momenter

Med de rapporter som er gjort tilgjengelige, er det nødvendig med ytterligere informasjon dersom den svenske betongsvillen av type SB35F skal vurderes. Tilgjengelig informasjon er gitt i dokumentet: [21] «Dimensionerande böjmoment i sliprar till Banverkets sliperspecifikasjon 2007».
Det framgår ikke i rapporten om det er utført belastningstester for rissdannelse, utmatting og last til brudd. Det er gjort simuleringer for 35 tonn aksellast, men det er et spørsmål om det er utført tester i spor med 35 tonn aksellast?

Tabell 7.3-C og
Tabell 7.3-D viser resultat av beregninger av bøyemomenter i svilleende og i svillemidt med og uten svillematter etter UIC code 713 R 2.3.10, formel [4.2].

Detaljerte beregninger vises i [3]

Tabell 7.3-C: Beregnede momenter på Ofotbanen med Trafikverket SB35F betongsville med ballastmatte

Trafikverket SB35F betongsville, l = 2500 mm, m = ca. 285 kg, F = 694200 mm^2 Forslag til bruk av svillematte					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,\,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	115,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k,\,r,\,pos}$ = + 14,78 kNm	Negativt $M_{k,\,r,\,neg}$ = - 7,40 kNm	Positivt $M_{k,\,c,\,pos}$ = = + 12,55 kNm	Negativt $M_{k,\,c,\,neg}$ = - 17,93 kNm	Identisk med normal belastning

Tabell 7.3-D: Beregnede momenter på Ofotbanen med Trafikverket SB35F betongsville (ikke ballastmatte)

Trafikverket SB35F betongsville, l = 2500 mm, m = ca. 285 kg, F = 694200 mm^2 Ikke bruk av svillematte					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,\,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	121,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k,\,r,\,pos}$ = + 15,56 kNm	Negativt $M_{k,\,r,\,neg}$ = - 7,78 kNm	Positivt $M_{k,\,c,\,pos}$ = = + 13,20 kNm	Negativt $M_{k,\,c,\,neg}$ = - 18,90 kNm	Identisk med normal belastning

På grunn av svillelengde lik 2,50 m er feltmomentet relativt stort.

Tabell 7.3-E viser at kapasitet på moment i feltmidt til SB35F (-14 kNm) er mindre enn beregnet feltmoment for Ofotbanen ved bruk av denne sville (-17,93 kNm med svillematte, -18,90kNm uten svillematte).

Dersom man benytter beregningsmetoden som er angitt i UIC code 713 R kapitel 2.3.10, formel [4.3] og EN 13230-6: 2015 (E) A.3.3, så har SB35F tilfredstillende kapasitet på moment i feltmidt.

Tabell 7.3-E: Momentkapasitet i feltmidt til SB35F

Svillested	Maksimalt positivt moment (kNm)	Maksimalt negativt moment (kNm)
Svillesete for skinne	22,00	
Svillemidt		-14

For betongsville med smalere midtparti anbefales det å benytte formel [4.2] i UIC CODE 713 R 2.3.10 for beregning av bøyemoment i feltmidt.

Det kommer det tydelig fram at kortere svillelengder gir større feltmomenter enn lengre svillelengder. Det er betydelig forskjell mellom en sville med lengde 2,60 m og en sville med lengde 2,50 m. Dette kommer sterkt til syne i diagrammene i Figuren A.5 i EN 13230-6: 2015 (E).

prEN 13230-6:2014 (E)

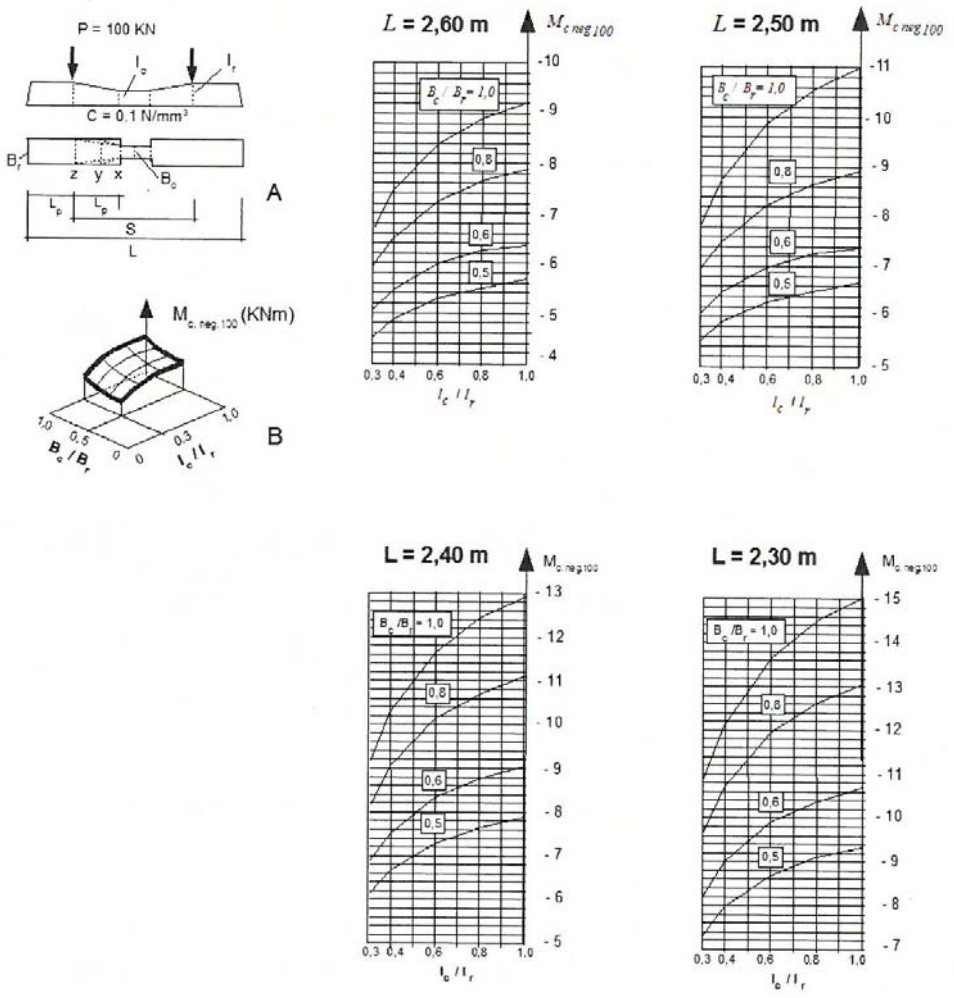


Figure A.5 — Determination of centre bending moment $M_{c,\,neg,100}$ for standard gauge sleepers

Figur 7.3-A: Grafer til bruk for å beregne negative feltmoment i en betongsville som funksjon av svillens lengde samt forholdet mellom bredde i svillemidt og svilleende og forholdet mellom treghetsmomenter i svillemidt og svilleende

7.4 Anbefaling

Normene beskriver 2 prosedyrer for beregning av feltmomentet, en statisk korrekt metode som gir større momenter og en omtrentlig metode som gir mindre momenter. Det er betydelig forskjell i kapasitetsberegningene og dette er en svakhet i normene. Normene tar ikke stilling til hvilken prosedyre som skal velges, men påpeker at det er foretakets ansvar (Bane Nor SF). På grunn av Ofotbanens beskaffenhet anbefales den strengeste metoden.

Den norske betongsvillen (JBV60) og den svenske betongsvillen (SB35F) oppfyller minimumskrav for aksellast på 35 tonn med den omtrentlige metode, [19]. Dette framgår i de beregninger som er gjort (Se Tabell 7.3-A og Tabell 7.3-C). JBV60 oppfyller kravet til den korrekte statiske metode, imidlertid oppfyller SB35F ikke dette krav.

Det anbefales:

- JBV 60
- Svilleavstand: 520 mm
- bruk av svillematte Cstat = 0,24 N/m3

8 BEFESTIGELSE

Befestigelse for baner med aksellast opptil 35 tonn finnes det ikke driftserfaringer med i Europa, så i denne sammenhengen må det hentes informasjon fra eventuell laboratorieforsøk/tesing og andre verdensdeler, bl.a. Nord-Amerika. Vurderingene i dette kapittelet bygger ellers på rapporten «Ofotbanen Heavy Haul Part 2: Heavy Haul Infrastructure Design» utarbeidet av konsulentfirmaet MARLO i 2015 [13], Trafikverkets vurderinger, anbefalinger fra Pandrol og ulik litteratur.

Det forutsettes at det skal brukes betongsviller i overbygningskonstruksjonen, så delene i befestigelsen vil bestå av fjærer, isolatorer, mellomlegg og svilleanker.

8.1 Krav

Generelle ytelseskrav for skinnebefestigelse finnes i standard NS-EN 13481–1 til 7 [17].For skinnebefestigelse på betongsviller er det NS-EN 13481-2:2012 som gjelder. Befestigelsene er delt inn i 5 kategorier A – E hvor kategori er E er for maksimum aksellast 350 kN og minste kurveradius 150 m.

Testmetoder og bestemmelse av ulike tekniske krav til befestigelseskomponenter finnes i NS-EN 13146-1 til 9 [18].

Kravene i nevnte standarder referer til:

- Skinnevandringsmotstand
- Vridningsmotstand
- Mellomleggets stivhet / befestigelsens stivhet
- Innvirkning av gjentatt belastning
- Elektrisk motstand
- Innvirkning av nedbrytende miljøforhold
- Dimensjoner
- Innvirkning av befestigelsens toleransegrenser på sporvidden
- Klemkraft
- Testing under driftsforhold
- Dempning av støy og vibrasjoner

8.2 Fjærer

For oppspenning av befestigelsesfjærer finnes det to prinsipp:

1. Oppspenning ved tiltrekking av en skrue
2. Oppspenning avhengig av fjærvei (selvoppspenning)

Oppspenningskurven (kraft – vei/forlengelse diagram) har en eksponentiell form i det første prinsippet og en lineær form i det andre. Oppspenningsveien/fjærveien er som regel betydelig lengere i oppspenningsprinsipp 2 for å få samme klemmkraft som ved prinsipp 1. Klemkraften på skinnefot er derfor mer følsom for en utmatting/avspenning av fjæren, dvs. kraften endres raskere ved prinsipp 1 enn 2. [V.A. Profillidis. Railway Management and Engineering].

Oppspenningsprinsippet har både fordeler og ulemper, se Tabell 8.2-A.

Tabell 8.2-A: Oppspenningsprinsippen fordeler og ulemper

Oppspenningsprinsipp	Fordeler	Ulemper
1 Oppspenning med skrue	- Enkelt å juster klemkraften på skinnefot	- Montering og vedlikehold er arbeidskrevende - Justering av klemkraft krever erfaring
2 Oppspennning med fjærvei	- Enkel montering - Krever ingen erfaring ved montering/ oppspenning - Enkelt vedlikehold	- Ingen direkte justeringsmulighet av klemkraften ved: o slitasje i kontaktpunktet fjær/skinnefot eller fjær/isolator o utmatting i fjærstålet o slitasje på mellomlegget og/eller plastisk deformasjon i mellomlegget - Justering av klemkraft ved bytte av fjær og/eller isolator og/eller mellomlegg

Jernbaneselskap i USA og Canada med høye aksellaster foretrekker befestigelse med selvoppspente fjærer som typene Pandrol og McKay-Safelok, fordi installerings- og vedlikeholdskostnadene er lavest for disse systemene. [Arnold D. Kerr: Fundamentals of Railway Track Engineering]

McKay-Safelok er en eldre fjærbefestigelse som man nå mer og mer går bort fra i Nord-Amerika, fordi bytte/uttak av fjærene er vanskelig. Den kan sammenlignes med den tidligere Deenik-fjæren hos Bane NOR.

TTCI (Transporation Technology Center, Inc.) anbefaler elastisk befestigelse i kurver med R < 870 m hvis trafikkbelastningen er større 45 MBT og i R < 290 m hvis trafikkbelastningen er større en 30 MBT [TTCI v/Michael Roney 2014]. Det er imidlertid uaktuelt å bruke annet enn elastisk befestigelse på Ofotbanen.

Under studiebesøket hos TTCI i 2014 anbefalte de selvsagt elastisk befestigelse ved høye aksellaster, men av Pandrols to fjærtyper, e-clip og Fastclip, foretrakk TTCI e-clip. Det skyldes formen på fjærene. Fastclip-fjærene er «flate» og har mye kortere oppspennings vei enn en e-fjær. Spennet i en Fastclip-fjær kan reduseres raskere eller avspennes helt, sett i forhold til en e-fjær, hvis fjærene overspennes. I praksis betyr det at klemkraften i en Pandrol Fastclip befestigelse kan redusres eller bli borte lettere, enn i en Pandrol e-clip befestigelse.

TTCI ser fordeler med VOSSLOH befestigelsen som de beskriver slik:

- *The rail is laterally guided by the angled guide plates. These form a gauge-true rail channel. The forces introduced through the rail are transmitted directly to the concrete sleeper via the angled guide plates without exerting bending or shear stress on the sleeper screw. The fastening system has additional stiffness as a result of the middle bend of the tension clamp, which projects above the rail foot (steep curve of the spring characteristic). This prevents overloading of the spring arms and hence plastic deformation. The middle bend also serves to protect the rail against tilting. [Fra TTCI presentasjon 08.10.2014]*

På tross av klare fordeler med VOSSLOH-befestigelsen, er den lite benyttet i Nord-Amerika, fordi kostnadene ved montering er høyere enn for annen elastisk befestigelse uten behov for oppspenning med en skrue. TTCI's endelig tilrådning i 2014 for Ofotbanen med aksellast 35 – 40 tonn var at man skulle bytte ut Hey-Back befestigelsen i 7 - 8 km hvert år med Pandrol e-fjærer eller Vossloh befestigelse.

MARLO rapporten fra 2014 [13] vurderte ulike befestigelsessytemer, deriblant Pandrol e-clip og Pandrol Fastclip. De anbefalte til slutt Pandrol Fastclip fremfor Pandrol e-clip til tross for hva som er skrevet i avsnittet foran. Det skyldes at store spenningskonsentrasjoner oppstår i bakre bue (rear arch) på e-fjærene. Dette kan føre til brudd.

I USA finnes både Pandrol e2000 (klemkraft 12,5 kN) og Pandrol Fastclip FE brukt på baner med aksellaster opp til 36 tonn. I Kina har man også på flere baner med høy aksellast, valgt Pandrol Fastclip befestigelse med FC 1604 fjær [Railway Gazette April 2018].

Teknisk regelverk foreskriver Pandrol Fastclip befestigelse på betongsviller med Fastclip FE 1504 fjær for aksellast 30 tonn. Pandrol Fastclip FE 1504 (klemkraft ~10 kN) ansees som for svak ved 35 tonn med tanke på klemkraft.

Pandrol Fastclip FC 1604 fjær med klemkraft ~12,5 kN har også Trafikverket valgt til sin befestigelse for 35 tonn.

Etter forsespørsel til Pandrol, skriver Ken Allen i e-post 18.04.18:

- *The Fastclip FE system is designed (depending on component choice) to provide a fastening solution to a maximum axle loading of 32.5 Tonnes, whereas the Fastclip FC system (in this case the FC1604 clip) has been designed for an axle load of 35 Tonnes.*
- *So for the Ofoten line, I would recommend that you install the FC1604 system in readiness to step up from 32.5 Tonnes to 35 Tonnes without changing any components (except in cases of tight curves, where a different rail pad material may be required).*

De to prinsippene for elastiskbefestigelse; oppspenning med skrue og oppspenning med fjærvei, har både sine fordeler og ulemper. Pandrol Fastclip er standard befestigelse hos Bane NOR, og det skal vektige argument for å velge en annen type befestigelse hvis man kan nytte Fastclip FC 1604 fjær for 35 tonn aksellast.

8.3 Isolatorer

Isolatorene i en befestigelse skal hindre at returstrøm og signalstrøm i skinnene skal komme på avveie. Isolatordesign blir bestemt av befestigelsen som velges.

Teknisk regelverk stiller følgende krav til strekkraft hos isolatorer fra Pandrol:

- min. 4,5 kN (på "øret") for isolatorer til Pandrol e-fjær
- min. 7,8 kN for Pandrol Fastclip tåisolator

- min. 6,9 kN for Pandrol Fastclip sideisolator

Disse kravene vil også være gjeldende for isolatorer som skal brukes på baner med aksellast 35 tonn. Isolatorene må være glassfiberarmert.

Til Pandrol Fastclip FC 1604 fjær må det være side- og tå isolatorer som er tilpasset denne fjærtypen.

8.4 Mellomlegg

I spor med betongsviller ligger mellomlegget mellom skinnefot og betongsvillen i skinnefestet. Mellomlegget beskytter svillen mot slitasje, demper slag og vibrasjoner, sørger for elektrisk isolasjon, motvirke skinnevandring og er med på å bestemme stivheten i sporet. Mellomlegg deles i tre grupper ut fra stivhet [EN 13481-2 [17]]:

- Myk Stivhet < 80 kN/mm
- Middels 80 kN/mm < Stivhet < 150 kN/mm
- Hard Stivhet > 150 kN/mm

Materialet i mellomlegg er ofte gummi eller polyurethane (PUH). PUH gir større stivhet.

Teknisk regelverk setter følgende krav til mellomlegg:

- Statisk stivhet: 40 - 60 kN/mm
- Strekkfasthet: min. 17 N/mm2
- Friksjonskoeffisient mellomlegg/skinne: min. 0,70
- Elektrisk motstand: min. 1 x 108 Ωcm

I befestigelsen for 30 tonn på Ofotbanen brukes Pandrol 9 mm Polyurethane mellomlegg. Statisk stivhet for dette er rundt 140 kN/mm, men for aksellast 35 tonn må det vurderes om et stivere mellomlegg i området 140 – 200 kN/mm skal brukes.

Anbefalingen fra TTCI i 2014 var mellomlegg av polyurethan fremfor nylon, fordi nylon gir lavere skinnevandringsmotstand. Statisk stivhet skulle være 200 MN/mm og tykkelse 5 – 6 mm. Målet for mellomleggets og isolatorenes levetid var halvparten av skinnenes levetid. I Amerika har ikke utformingen av mellomlegget vært utfordringen, men kvaliteten på materialet i dem.

MARLO-rapporten [13] anbefaler statisk stivhet på over 400 kN/mm, men det kan virke unødvendig høyt selv for aksellast 35 tonn. De skriver at forholdet mellom statisk og dynamisk stivhet skal ligge mellom 1,1 og 3,5. Hastigheten vil være lav, dvs. ikke mer enn 60 km/h, så det må vurderes nærmere.

Mellomlegget skal ikke ha knotter som står opp fra overflaten, men enten være flatt eller ha groper som dagens mellomlegg på Ofotbanen har. Grunnen til dette er å få større kontaktflate mellom skinnefot og mellomlegg og hindre grus og vann å komme inn under skinnefoten.

Etter forespørsel til Pandrol sier de at dagens mellomlegg på Ofotbanen, Pandrol 9 mm Polyurethane, også kan brukes i befestigelsen for 35 tonn aksellast uavhengig av kurvatur når minste radius er 290 m. [E-postutveksling med Ken Allen, Pandrol 18.04.18.]

8.5 Belastning på befestigelse på elastisk underlag

I en beregning for en kombinasjon av vertikalkraft og horisontalkraft i en befestigelse med elastisk underlagsplate er det antatt en stivhet på 140 kN/mm.

Det er beregnet at fjærene vil klare en belastning av vertikalkraft og horisontalkraft i kombinasjon på Y_{KV} = 0,45 ·Q_{KV} med Q_{KV} lik ca. 180,00 kN. Fjæren på den ene siden av befestigelsen vil da bli utsatt for en spennkraft på 10,00 kN.

8.6 Anbefaling

På bakgrunn av hva som er skrevet i avsnittene foran, anbefales Pandrol Fastclip befestigelse for aksellast 35 tonn med følgende komponenter:

- Pandrol Fastclip fjær FC 1604
- Tilhørende glassfiberarmerte isolatorer
- Pandrol 9 mm Polyurethan mellomlegg med groper og statisk stivhet rundt 140 kN/mm
- Pandrol svilleanker for 35 tonn

9 ISOLASJONSSKJØTER

Isolerte skjøter er ofte en feilkilde for sikringsanleggene så vel som for sporet. I tillegg medfører bruk av isolerte skjøter 2 ekstra aluminiotermiske skjøtsveiser pr. isolert skjøt. Sett fra en sporteknisk synsvinkel vil det være en stor fordel å anvende akseltellere til togdeteksjon i stedet for isolerte sporfelt.

Akseltellere vil erstatte isolerte sporfelter når ERTMS innføres. På Ofotbanen er det nå planlagt at ERTMS innføres i 2027. Det er imidlertid ingen ting i veien for å bruke akseltellere til togdeteksjon med det eksisterende sikringsanlegget på Ofotbanen. Akseltellere bør derfor installeres ved sporombygging og skinnebytte allerede nå.

9.1 Krav

De tekniske spesifikasjonene Bane NOR har for isolerte skjøter https://trv.banenor.no/ts/Overbygning/Limte_isolerte_skj%C3%B8ter_med_st%C3%A5llasker gjelder for aksellast opp til 30 tonn. De elektriske kravene vil imidlertid være mer eller mindre de samme uavhengig av aksellasten, mens mekaniske krav må bli høyere.

Ved økt aksellast er det den vertikale lasten som stiger. I den sammenhengen er det bæreevnen til laskene i den isolerte skjøten som teller og ikke i så stor grad antall bolter, men jo lengere laske er, jo større lengdestivhet vil man ha i skjøten. Dessuten er det de horisontale kreftene som er største utfordringen for en isolert skjøt.

9.2 Behov

Ut fra Infrastructure Construction and Maintenance Issues (IHHA Guidelines to Best Practices for heavy haul Railway Operations) har MARLO noen anbefalinger når det gjelder isolerte skjøter. De fastsetter at limte isolerte skjøter med understøtttelse av sviller er anbefalt for baner med høye aksellaster. Skjøten bør ha 6 bolter og skråskjærte snitt i skinnehodet. Skråskjærtesnitt i skinnehodet har vist forbedret levetid ved tidligere tester på Ofotbanen, selv om det er enkeltsporet drift, og trafikk i begge retninger.

De fleste feil i isolerte skjøter i dag skyldes dårlig understøttelse og krever nåtidig vedlikehold og kontroll. Erfaringer fra Ofotbanen viser at bedre skinnefeste i sporet på begge sider av den isolerte skjøten, øker levetiden til skjøtene. Det betyr at bedre kontroll på de longitudinelle kreftene i skinnene, gir lenger levetid for de isolerte skjøtene.

Fem stykker av den isolerte skjøttypen Herd har vært montert i sporet på Ofotbanen. Den har 6 bolter og viste minst så gode tekniske egenskaper og levetid som skjøttypene som vanligvis brukes i dag. Ulempen med Herd var at den måtte spesialbestilles for den typen skinner som brukes på Ofotbanen, og at den ble kostbar pga. små bestillinger.

9.3 Anbefaling

Akseltellere installeres slik at behovet for isolerte skjøter elimineres.

10 SPORVEKSLER

Skinnevandring med tanke på drivmaskinene og deres funksjon i sporveksler er et mindre problem i dag.

Alle drivmaskiner i hovedtogspor på Ofotbanen er oppgradert med Alstom MET drivmaskiner fra og med 2006. Disse maskinene har glidefunksjon for kontroll- og drivenhet slik at det vil tåles en del bevegelse på tvers av drivsvilla, men selve drivmaskinsvilla er forankret i stokkskinnen. Differanse mellom tunge og stokkskinne vil til en viss grad kunne aksepteres.

Ujevn forskyvning mellom høyre og venstre streng, altså stokkskinnene, vil en derimot kun i svært liten grad kunne ta opp. Dette gjelder også for øvrige sviller i sporvekselen.

11 BALLAST

Ballastens primære oppgave er å overføre de horisontale og vertikale kreftene fra svillene og videre ned i underbygningen. Dette skal skje på en slik måte at kontaktspenningene mellom sville og ballast, spenningene i ballasten og spenningene i kontaktflaten ballast/planumsmateriale, holdes innenfor akseptable grenser. Ballastens oppgave er også å gi sporet en god sidestabilitet og dermed bidra til å hindre solslyng. Det stilles i dag krav til ballastmaterialet i form av fysiske og mekaniske egenskapene (fraksjonering, kornform og renhet, samt over- og understørrelser, slite- og slagstyrke).

11.1 Krav

Krav for ballast i Norge er angitt i Bane NORs tekniske regelverk som henviser til NS-EN 13450, [25] . Standard jernbaneballast i Norge skal ha nominell fraksjon på 31,5 - 63 mm i hovedspor, jfr. kategori E.

Tabell 11.1-A Kornstørrelsesfordeling i henhold til NS-EN 13450

Sikt-størrelse mm	Størrelse på jernbaneballast fra 31,5 mm til 50 mm			Størrelse på jernbaneballast fra 31,5 mm til 63 mm		
	Passering i masseprosent					
	Kategori for kornstørrelsesfordeling					
	A	B	C	D	E	F
80	100	100	100	100	100	100
63	100	97 til 100	95 til 100	97 til 99	95 til 99	93 til 99
50	70 til 99	70 til 99	70 til 99	65 til 99	55 til 99	45 til 70
40	30 til 65	30 til 70	25 til 75	30 til 65	25 til 75	15 til 40
31,5	1 til 25	1 til 25	1 til 25	1 til 25	1 til 25	0 til 7
22,4	0 til 3	0 til 3	0 til 3	0 til 3	0 til 3	0 til 7
31,5 til 50	≥ 50	≥ 50	≥ 50	–	–	–
31,5 til 63	–	–	–	≥ 50	≥ 50	≥ 85

MERKNAD 1 Kravet om passering av 22,4 mm-sikten gjelder for jernbaneballast som det tas prøver av på produksjonsstedet.

MERKNAD 2 I visse tilfeller kan en 25 mm-sikt brukes i stedet for 22,4 mm-sikten når en toleranse fra 0 til 5 er aktuell (0 til 7 for kategori F).

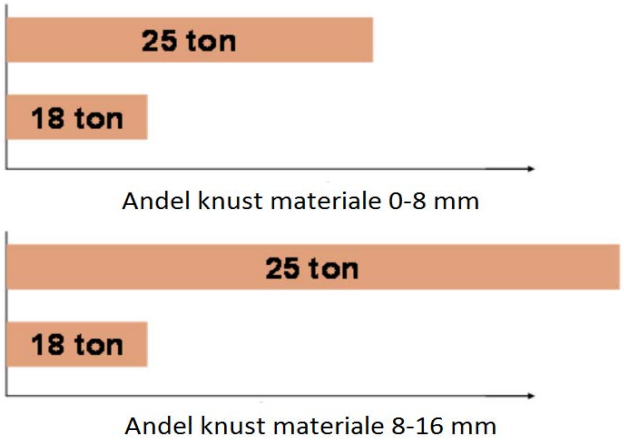
Bane NORs tekniske regelverk (versjon 02.2018) sier at for Ofotbanen kan fraksjon 31-50 benyttes (Kategori A i henhold til Tabell 11.1-A). Denne teksten i regelverket er under revisjon og vil med stor sannsynlighet bli endret i neste revisjon av Teknisk Regelverk til følgende: «for Ofotbanen, og for dimensjonerende laster opp til 30t, kan fraksjon 22,4-50mm benyttes».

Det er ikke dokumentert i NS-EN 13450 hvilke aksellaster ble lagt til grunn for å anbefale kornstørrelsesfordelinger som er angitt i Tabell 11.1-A, men det er kanskje naturlig å tenke at disse anbefalingene er for 22,5t eller 25t aksellast.

Trafikverket anbefaler å benytte fraksjon 31,5mm-63mm på Malmbanan, [28]. Bane NOR er ikke kjent med dokumentasjon/beregninger bak denne anbefalingen.

Ved en økning av tillatt aksellast fra 30 tonn til 35 tonn på jernbanen er det forventet at det vil føre til en økning av knusingen av ballastkornene over tid. Dette vil redusere ballastlagets levetid sammenliknet med trafikk med maks 30 tonns aksellast. Hvor mye vi reduserer levetiden med har vi ikke kunnskap om i dag. Det avhenger blant annet av bergartstype og bergartsstyrke, hvilken ballastgradering som brukes, og fundamentets elastisitetsegenskaper (fylling/tunnel). Ballastens levetid betyr tiden som går fra utlegging og fram til at den begynner

å oppføre seg plastisk (forekomsten av skjevsetninger) eller at innholdet av underkorn overstiger 40 % (UIC-anbefaling). Ballastgraderingen som tidligere er blitt brukt på Ofotbanen er 25/50 mm. 40 % underkorn betyr at innholdet av kornstørrelser i ballastlaget under svillene (fraksjonen 0/25 mm) er 40 % av total vekt av prøven. Økt nedknusing av ballastlaget er sannsynligvis den viktigste og mest negative effekten av en aksellastøkning, her dokumentert med en grafisk figur publisert av amerikaneren Ernest Selig i 1996.

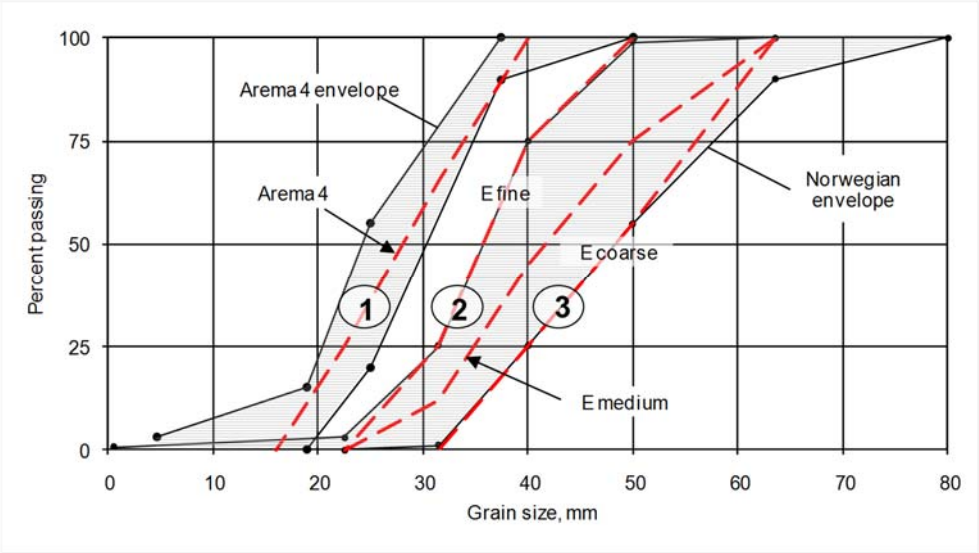


Figur 11.1-A: Målt nedknusing av jernbaneballast når aksellasten økes fra 18 tonn til 25 tonn basert på feltforsøk (Selig 1996). Horisontalaksens skala i diagrammet er ikke kjent.

Figur 11.1-A antyder at en økning i tillatt aksellast på 38 % fra 18 til 25 tonn gir, ifølge Selig, en betydelig økning av knust materiale 0/16 mm. Bane NOR kjenner ikke detaljene i forsøket (bergart, tonnasje, siktekurve) med antar at graderingen som har vært brukt var en Arena 4 (ganske mye brukt gradering i USA og Canada (Figur 11.1-B)) som består av kornstørrelsene mellom 16 og 40 mm.

Nålsund, [27], belastet tre forskjellige materialer i laboratoriet ved å simulere togtrafikk (syklisk belastning med 25 t). Materialene hadde tre ulike graderinger mens bergartstypen var den samme for alle graderingene. Kornstørrelsesfordelingen til de tre materialene (1, 2 og 3) er vist i Figur 11.1-B der kurve 1 er den fineste og kurve 3 er den groveste. Resultatene viser at knusingen blir mindre når graderingen blir finere. Forsøket antyder en tydelig sammenheng mellom midlere kornstørrelse og nedknusing. Resultatet stemmer overens med eksisterende internasjonal litteratur. Årsaken til at knusingen reduseres når siktekurven blir finere kan være at antall bergartskorn pr volumenhet ballast øker som igjen fører til at det blir flere kontaktpunkter mellom kornene til å fordele trykkspeningene på. Dette gjør at kontakttrykket generelt reduseres og gir mindre knusing.

Forsøket viser en reduksjon i knusing på ca. 8 % når vi går fra kurve 2 (Ofotbanen før NS-EN 13450) til kurve 1. Hvor mye mer ballasten vil knuses når aksellasten økes fra 30 til 35 tonn, er det vanskelig å anslå, kanskje 10 % eller kanskje mer. Dette kunne bestemmes ved å utføre feltforsøk over en periode som Teknologi anbefaler på 2 år.

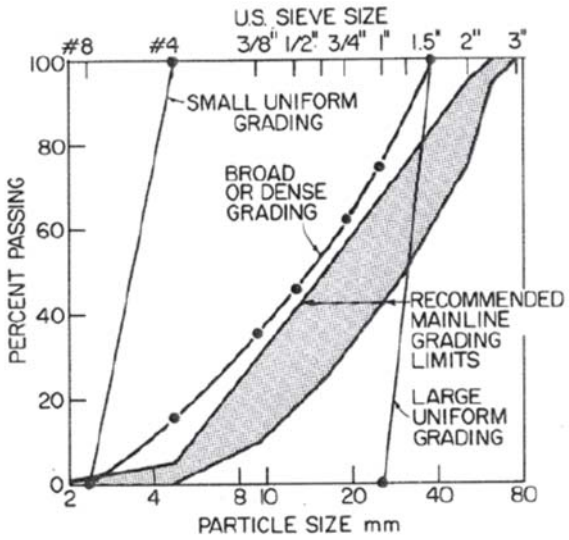


Figur 11.1-B: Forsøk med knusing av ballastpukk med tre ulike graderinger.

11.1.1 Forslag til forsøksfelt

Det er behov for å etablere et forsøksfelt for å teste ulike bergarter og korngraderinger på Ofotbanen.

I løpet av 1970-årene ble det i Canada gjennomført en serie forsøk med treaksial belastning av jernbanepukk med tre ulike siktekurver som vist i Figur 11.1-C. Til sammen fire ulike bergarter var med i forsøket. Undersøkelsen konkluderte med å anbefale en velgradert siktekurve (vist i Figur 11.1-C) om avviker ganske mye fra den europeiske standardkurven som er ganske ensgradert.
Nålsund observerte også at økt antall bergartskorn pr volumenhet ga en økning i bulkdensiteten. Hvis denne observasjonen er riktig, han dette brukes som et verktøy til å bestemme hvilken gradering som vil gi minst knusing. Ved å ta utgangspunkt i dagens gradering, la oss kalle den Ofoten 1, som tilsvarer kurve 2 i Figur 11.1-B, kan aktuelle siktekurver velges ut ved å parallellforskyve dagens kurve mot venstre for å redusere knusingen. Det betyr at Arena 4 er en god kandidat til et forsøksopplegg. Et annet alternativ er en kurve som starter ved Dmaks hos Ofoten1 og slutter ved dmin hos Arena4 slik at graderingen blir 16/50mm. I tillegg må dagens siktekurve være med i forsøket som en referanse. Som en innledning til feltforsøkene kan en kontrollere at bulkdensiteten til de ulike forsøksmaterialene er forskjellige (slik måling kan skje etter at pukken med riktig gradering er komprimert i en stålsylinder).



Figur 11.1-C: Tre undersøkte ballastgraderinger og forslag til anbefalte grensekurver (grått område) for en ny gradering for kanadisk jernbane (Raymond og Diyaljee 1979).

11.2 Ballastprofil

Ballastprofil som skal anvendes på Ofotbanen for laster opp til 30t er angitt i Bane NORs tekniske regelverket:
https://trv.banenor.no/wiki/Overbygning/Prosjektering/Ballast#Profiler

En økning av aksellastene til 35t kan medføre behov for å øke den nødvendige ballasttykkelsen, [29]. Forsøkene kan vise om de eksisterende kravene må revideres.

11.3 Anbefaling

Det anbefales å etablere et forsøksfelt på Ofotbanen samt at det gjøres forskning på laboratorium.

11.3.1 Forsøksfelt på Ofotbanen

Det anbefales å etablere et forsøksfelt på både hardt underlag og på fyllinger da det er forventet at disse to undergrunntypenes ulike stivhet vil ha betydning på forsøksresultatene.

Feltet kunne bestå av diverse delstrekninger på 50 meter for hver type gradering som ønskes undersøkt. De kan betraktes som ytterpunkter av mulige varianter som er aktuelle for Ofotbanen.

Det bør også teste ulike bergarter, men primært bør det testes bergarter som finnes i nærheten av Ofotbanen.

Hvis Ofotbanens forsøksopplegg tar høyde for å undersøke konstruksjonsstivhetens innflytelse, kan vi få en bekreftelse på at dette ikke bare er en spekulasjon. Det er helt avgjørende for å få gode resultater ut av forsøket at det brukes et eget referensefelt med dagens gradering for ballastlaget.

11.3.2 Forsøkstest i laboratorium

Treaksialforsøk for de ulike ballastfraksjoner (graderinger og bergarter), stivheter av underlaget og ballasttykkelser bør også utføres i laboratorium.

12 REFERANSER

[1] Skinnespenninger 35 t Ofotbanen, Valg av Sporkonstruksjon, 2018.04.20, Teknisk rapport
[2] Skinnevandring, Hjulkontakt, Betongsville 35 t Ofotbanen , Valg av Sporkonstruksjon, 2018.04.20, Teknisk rapport
[3] Trafikverket SB35F Betongsville 35 t Ofotbanen, Valg av Sporkonstruksjon, 2018.04.20, Teknisk rapport
[4] Sammenligning Trafikverket SB35F-JBV60 Betongsviller, 35 t Ofotbanen, Valg av Sporkonstruksjon, 2018.04.20, Teknisk rapport
[5] JBV60 Betongsville 35T Ofotbanen, Valg av Sporkonstruksjon, 2018.04.20, Teknisk rapport
[6] Coenraad Esveld: Modern Railway Track, Second Edition, Nederland 2001
[7] Evert Andersson; Mats Berg; Sebastian Stichel: Spårfordons dynamik, Stockholm 2002
[8] Fritz Fastenrath; VERLAG ERNST & SOHN: Die Eisenbahnschiene, BERLIN, MÜNCHEN, DüSSELDORF
[9] J. Eisenmann, G. Leykauf og L. Mattner: «Vorschläge Erhöhung der Oberbauelastizität»
[10] Eisenbahntechnische Rundschau 1994 7/8
[11] Rapport 4.7, 30 tonn på Ofotbanen, Drift og vedlikehold, Overbygning, Beregning av skinnespenninger 1996
[12] Prøvekjøring med 32,5 tonn aksellast på Ofotbanen, Beregning av skinnespenninger 2016
[13] «Ofotbanen Heavy Haul Part 2: Heavy Haul Infrastructure Design» utarbeidet av konsulentfirmaet MARLO i 2015
[14] IHHA Guidelines to Best Practices for heavy haul Railway Operations
[15] PANDROL : E-postutveksling med Ken Allen, Pandrol 18.04.18
[16] Teknisk regelverk
[17] NS-EN 13481–1 til 7
[18] NS-EN 13146-1 til 9
[19] UIC 713 R «Design of monoblock concrete sleepers"
[20] V.A. Profillidis. Railway Management and Engineering
[21] Dimensionerande böjmoment i sliprar till Banverkets sliperspecifikasjon 2007, Rikard Bolmsvik & Jens Nielsen
[22] EN 13230– 6: 2015
[23] EN 13230-serie-&:2015 (E)
[24] LKAB Bromsprov Malmvagn Fammoorr F 050 [1] datert 2013 – 11 – 25
[25] NS-EN 13450:2002+NA:2009 «Tilslag for jernbaneballast»
[26] Ernset Sellig, Ballast
[27] Roald Nålsund, “Railway ballast characteristics, selection criteria and performance”, Thesis for the degree of Philosophiae Doctor. NTNU
[28] Trafikverket. «Rapport_Stax_Malmbanan_Dimensioneringskrav_banöverbyggnad. STAX 30-, 32,5- och 35 ton»
[29] “Ensuring of railway ballast and subballast bearing capacity in terms of heavy axle load train operation”. A.A. Konon. State Transport University, St.Petersburg, Russia

OFOTBANEN, 35 TONN AKSELLAST

OFOTBANEN

Skinnespenninger 35 t Ofotbanen, Valg av Sporkonstruksjon



01		20.04.2018	Chacel		
Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av

Ofotbanen **Narvik havn - Vassijaure** **Ofotbanen, 35 tonn aksellast** **Skinnespenninger 35 t Ofotbanen,** **Valg av Sporkonstruksjon**	Ant. sider **48**	Fritekst 1d	
		Fritekst 2d	
		Fritekst 3d	
	Produsent		
	Prod. dok. nr.		
	Erstatning for		
	Erstattet av		
Prosjektnr.:	Dokument nr.		Rev. **01**
BANE NOR	Dokument nr.		Rev.

1 SAMMENDRAG 7

2 INNLEDNING 8

2.1 SKINNEPROFIL OG STÅLKVALITETER PÅ OFOTBANEN 8

3 BEREGNING MED BALLASTSIFFER C = 0,3 N/MM³ 9

3.1 VERTIKALE KREFTER Q 9
3.1.1 Aksellast P = 35 tonn, 60E2 9
3.1.1.1 Kvasistatisk tilstand 9
3.1.1.2 Dynamisk tilstand 12
3.1.1.3 Skinnespenninger 14
3.1.2 Sammenstilling av resultater for beregninger med C = 0,30 N/mm³ 18
3.1.3 Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger 20
3.2 KOMBINASJON AV HORISONTALE OG VERTIKALE KREFTER Y/Q 21
3.2.1 Horisontale/laterale krefter Y 21
3.2.1.1 Kombinasjon av Y- og Q-krefter 21
3.2.1.2 Kurver med små radier 23
3.2.2 Skinnespenninger for 60E2, P = 35 tonn 25

4 BEREGNING MED BALLASTSIFFER C = 0,2 N/MM³ 26

4.1 VERTIKALE KREFTER Q 26
4.1.1 Aksellast P = 35 tonn, 60E2 26
4.1.1.1 Kvasistatisk tilstand 26
4.1.1.2 Dynamisk tilstand 28
4.1.1.3 Skinnespenninger 29
4.1.2 Sammenstilling av resultater for beregninger med C = 0,20 N/mm³ 31
4.1.3 Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger 33
4.2 KOMBINASJON AV HORISONTALE OG VERTIKALE KREFTER Y/Q 33
4.2.1 Horisontale/laterale krefter Y 33
4.2.2 Skinnespenninger for 60E2, P = 35 tonn 34

5 BEREGNING MED BALLASTSIFFER C = 0,15 N/MM³ 35

5.1 VERTIKALE KREFTER Q 35
5.1.1 Aksellast P = 35 tonn, 60E2 35
5.1.1.1 Kvasistatisk tilstand 35
5.1.1.2 Dynamisk tilstand 37
5.1.1.3 Skinnespenninger 38
5.1.2 Sammenstilling av resultater for beregninger med C = 0,15 N/mm³ 40
5.1.3 Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger 42
5.2 KOMBINASJON AV HORISONTALE OG VERTIKALE KREFTER Y/Q 42
5.2.1 Horisontale/laterale krefter Y 42
5.2.2 Skinnespenninger for 60E2, P = 35 tonn 43

6 SAMMENSTILLING AV RESULTATER FOR BEREGNINGER MED 35T AKSELKRAFT, C = 0,3-0,2-0,15 N/MM³ 44

6.1 OPPSUMMERINGSTABELLER 45

7 REFERANSER 48

Tabeller

Tabell 2.1-A: Stålkavlitet Strekkfashet 8
Tabell 3.1-A: Oppsummering av spenningene i rett linje med C = 0,30 N/mm^3 avhengig av akselkraft: 30T, 32.5T og 35T 19
Tabell 3.1-B:Kontroll av kvasistatiske og dynamiske spenninger i fot (C = 0,30 N/mm^3) 20
Tabell 3.2-A: Faktorene λ med indekser for skinneprofil 60E2 23
Tabell 3.2-B: Spenninger på grunnet av kurver (horisontal bøyning) 24
Tabell 3.2-C: Spenningene på grunnet av kombinerte laterale og vertikale krefter i yttersiden av skinnene (C = 0,30 N/mm3) 25
Tabell 4.1-A: Oppsummering av spenningene i rett linje med C = 0,20 N/mm^3 avhengig av akselkraft: 30T, 32.5T og 35T 32
Tabell 4.1-B: Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger i fot (C = 0,20 N/mm^3) 33
Tabell 4.2-A: Spenningene på grunnet av kombinerte laterale og vertikale krefter i yttersiden av skinnene (C = 0,20 N/mm^3) 34
Tabell 5.1-A: Oppsummering av spenningene i rett linje med C = 0,15 N/mm^3 avhengig av akselkraft: 30T, 32.5T og 35T 41
Tabell 5.1-B: Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger i fot (C = 0,20 N/mm^3) 42
Tabell 5.2-A: Spenningene på grunnet av kombinerte laterale og vertikale krefter i yttersiden av skinnene (C = 0,15 N/mm^3) 43
Tabell 6.1-A: Oppsummering av spenningene i rett linje med akselkraft = 35 T, avhengig av C: 0,3-0,2-0,15 N/mm3 46
Tabell 6.1-B: Spenningene på grunnet av kombinerte laterale og vertikale krefter i yttersiden av skinnene i rett linje, akselkraft = 35 T, avhengig av C: 0,3-0,2-0,15 N/mm^3 47

Figurer

Figur 3.1-A: Omvandling av tverrsvilleoverbygning til fiktiv langsvilleoverbygning 10
Figur 3.1-B: Egenspenninger i skinner som oppstår ved produksjonen 14
Figur 3.1-C: Smiths diagram for vurdering tillatt spenning forårsaket av trafikkbelastning, R260; Diagram for Rail UIC 60 (900), corroded 17
Figur 3.2-A: Spenningsbilder ved belastning på skinneprofilet i kurver med små radier 22

PARAMETERNE LISTE

Symbol	Navn	Enhet
a	Svilleavstand	mm
a_x	Akselerasjon	$m.s^{-2}$
b	Bredde av kontaktflate mellom hjul og skinne	mm
b_1	Svillens bredde	mm
b_2	Langsvillebredde	mm
B_{Fot}	Skinnefotens bredde	mm
B_{hode}	Skinnehodets bredde	mm
C	Ballastsiffet, Stivhet Modul til overbygningskonstruksjon	N/mm^3
C_{DYN}	Dynamisk Ballastsiffet	N/mm^3
DAF	Dynamiske tilleggsfaktor	-
d	Hjuldiameter	mm
e	Eksentrisiteten til vertikalkraften (avstand fra senter skinne)	cm
E	Elastisitetsmodul	MPa
A	Belastet svilleflate	mm^2
j_u	Ukompensert sideaksellerasjon	m/s^2
I	Manglende overhøyde	mm
I_{x-x}	Treghetsmoment om X-aksen	mm^4
I_{y-y}	Treghetsmoment om Y-aksen	mm^4
K	Sporstandard	-
l	Svillens lengde	mm
L	Grunnverdi, karakteristisk lengde	mm
m	Ubelastet lengde på svillen	mm
M_B	bøyemoment på grunnet av vertikalkraft Q	kNm
M_{DYN}	Dynamisk bøyemoment inkl. statisk og kvasistatisk moment	kNm
$M_{KV\ STAT}$	Kvasistatisk bøyemoment	kNm
M_T	Torsjonsmoment pga eksentrisk angrepspunkt for vertikalkraft Q og lateral kraft Y (kvasi-statisk og dynamisk)	kNm
p	Ballasttrykket under svillen, statisk	N/mm^2
p_{DYN}	Dynamisk ballasttrykk inkl. statisk og kvasistatisk ballasttrykk	N/mm^2
$p_{KV\ STAT}$	Kvasistatisk ballasttrykk	N/mm^2
P	Aksellast	tonn
Q_0	Nominell vertikal kraft , statisk	kN
Q_{DYN}	Dynamisk vertikallast inkl. statisk og kvasistatisk last	kN
$Q_{KV-STAT}$	Kvasistatisk vertikallast	kN
Q	Statisk eller kvasistatisk hjullkraft	kN
R	Kurvens radius	mm
S_{DYN}	Dynamisk støttepunktkraft inkl. statisk kraft og kvasistatisk tillegg	kN
$S_{KV\ STAT}$	Kvasistatisk støttepunktkraft	kN
s	Standardavvik	-
S	Tverrsnitt skinne profil	mm^2
t	Statistisk sikkerhet	-
T	Tonnasje	T
$T_{Nøy}$	Skinnen nøytraltemperatur	^oC
V	Hastighet	km/h
W_{FOT}	Motstandsmoment om X-aksen på skinnefot	mm^3
W_{x-x}	Motstandsmoment om X-aksen	mm^3
W_{y-y}	Motstandsmoment om Y-aksen	mm^3
x	Avstanden mellom punktlastene	mm
y	Nedbøyning av skinnen	mm
y_{DYN}	Dynamisk nedbøyning inkl. statisk og kvasistatisk tillegg	mm

$y_{KV\ STAT}$	Kvasistatisk nedbøyning	mm
Y_{DYN}	Dynamisk horisontalkraft inkl. kvasistatisk horisontalkraft	kN
Y_{KS}	Kvasistatisk horisontalkraft	kN

Greske symboler

Symbol	Navn	Enhet
α_{th}	Varmeutvidelseskoeffisientet til stålet	1/°C
ΔQ	Kvasistatisk tillegg	kN
ΔQ_{DYN}	Dynamisk lasttillegg	kN
$\Delta\sigma_{1H}$	Skinnespenninger på hodet som skyldes vertikalkraften	N/mm^2
$\Delta\sigma_{1F}$	Skinnespenninger på foten som skyldes vertikalkraften	N/mm^2
$\Delta\sigma_{2F}$	Skinnespenninger på foten som skyldes vridning	N/mm^2
$\Delta\sigma_{2H}$	Skinnespenninger på hodet som skyldes vridning	N/mm^2
$\Delta\sigma_{3F}$	Skinnespenninger på foten som skyldes horisontalkraften	N/mm^2
$\Delta\sigma_{3H}$	Skinnespenninger på hodet som skyldes horisontalkraften	N/mm^2
ΔT	Temperaturendring	°C
κ_0	Dynamisk stivhetsfaktor	-
λ_{0F}	Innflytelsen av vertikal bøying i underkant ytterst på skinnefot	cm^{-3}
λ_{0H}	Innflytelsen av vertikal bøying i underkant skinnehode	cm^{-3}
λ_{1H}	Innflytelsen av spenningsspredningen gjennom skinnehodet	cm^{-2}
λ_{2F}	Innflytelsen av torsjonsmomentet i underkant ytterst på skinnefot	cm^{-3}
λ_{2H}	Innflytelsen av torsjonsmomentet i underkant skinnehode	cm^{-3}
λ_{3F}	Innflytelsen av horisontal bøying i underkant ytterst på skinnefot	cm^{-2}
λ_{3H}	Innflytelsen av horisontal bøying i underkant skinnehode	cm^{-2}
$\nu_{FREIGHT}$	Hastighetsfaktor for godstog	-
ν	Poisson ratio eller tverrkontraksjon for stål	-
ν_S	Sikkerhet faktor	-
$\sigma_{b\ A,B,C,D}$	Skinnespenning som skyldes horisontal bøying i kurver	N/mm^2
σ_{BF}	Skinnespenning i skinnefot som skyldes bøyemomentet	N/mm^2
σ_{BH}	Skinnespenning i skinnehode som skyldes bøyemomentet	N/mm^2
σ_{BT}	Spenning i brukonstruksjoner uten glideskjøter	N/mm^2
σ_{BRUDD}	Skinnens strekkfasthet (bruddspenning)	N/mm^2
$\sigma_{DF\ Tillatt}$	Tillatt resulterende spenning i skinnen	N/mm^2
$\sigma_{EGEN\ FOT}$	Egenspenning for senter skinnefot	N/mm^2
σ_{FLYT}	Skinnens flytspenning	N/mm^2
$\sigma_{FLYT\ FOT}$	Skinnens flytspenning i fot	N/mm^2
σ_{FC}	Resulterende Skinnespenning i foten (underkant og ytterst) punkt C	N/mm^2
σ_{FD}	Resulterende Skinnespenning i foten (underkant og ytterst) punkt D	N/mm^2
σ_{FOT}	Skinnespenninger på ekstremverdisiden	N/mm^2
$\sigma_{FOT\ DYN}$	Dynamisk skinnespenninger i underkant senter skinnefot inklusiv statisk og kvasistatisk skinnespenning	N/mm^2
$\sigma_{FOT\ KV\ STAT}$	Kvasistatisk skinnespenninger i underkant senter skinnefot	N/mm^2
σ_{HA}	Resulterende Skinnespenning i hodet underkant skinnehode punkt A	N/mm^2
σ_{HB}	Resulterende Skinnespenning i hodet underkant skinnehode punkt B	N/mm^2
σ_{HODE}	Skinnespenninger på ekstremverdisiden	N/mm^2
σ_{SAMLET}	Totale skinnespenninger i underkant senter skinnefot	N/mm^2
σ_{TEMP}	Temperaturspenning	N/mm^2
$\sigma_{TILLATT}$	Tillatt spenning på skinnehodet	N/mm^2

1 SAMMENDRAG

Våren 2022 ønsker LKAB å kjøre tog med 35 tonn aksellast på Ofotbanen. I forbindelse er det nødvendig å vurdere innvirkning av dette på overbygningen. Skinnene er en svært sentral del av den, og ved hjelp av Zimmermanns metode er det foretatt skinnespenningsberegninger for skinneprofil 60E2 med aksellaster 35 tonn. Ved sporfornyelser og nybygging brukes bare 60E2.

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 tabeller for spenningene i skinnene ved forskjellige Y/Q-forhold.

Beregningsresultatene viser at ut fra faren for skinnebrudd og utmatting kan 60E2 beholdes i hovedspor ved en aksellastøkning til 35 tonn. Spenningene er høyre enn på 30T. Det er ingen utfordring i fot. Det kan oppstå plastisk deformasjoner på hjørnene av skinnene.

Skinnebruddfrekvensen p.g.a. utmatting må imidlertid forventes å øke i skinneprofil, spesielt ved lavere ballastsiffer, dvs. C $\leq$ 0,20 N/mm^3 (verdier nærmere utmatting grenseverdier).
Den tekniske levetiden vil forventes å bli redusert på grunn av økt utvalsing i skinnehodet. Det blir slitasje og plastikke deformasjoner på hodet langt før utmatting eller skinne brudd treffer.

Dagens betongsviller vil dessuten kunne få noe redusert levetid p.g.a. raskere nedknusing ved økt aksellast til 35 tonn. Det kan bli kompensert med brukt av svillematter (see kapitel om svillematter i hovedrapporten).

2 INNLEDNING

LKAB ønsker at den statiske aksellasten på Ofotbanen skal kunne heves fra 30 til 35 tonns. Det var allerede satt i gang en prosjekt for prøvekjøring med aksellast på 32,5 tonn på Ofotbanen (32.5 T: Prøvekjøring prosjekt på Ofotbanen). Prøvekjøring skal skje fra desember 2018 til desember 2019 og planlagt permanent drift fra første kvartal 2020.

Dagens malmvogner med Three-piece-boggier skal utnyttes med 35 tonn aksellast. Boggikonstruksjonen har mye å si for skinnespenningene.

De vertikale kreftene (Q-krefter) deles inn i statiske-, kvasistatiske- og dynamiske krefter, mens Y-kreftene inndeles i kvasistatiske- og dynamiske krefter.

Zimmermanns metode (kvasistatisk tilstand - KS) vil bli benyttet i beregningene. Metoden har følgende forutsetninger:

- Utgangspunktet er kvasistatisk hjullast Q_{KS}.
- Kvasistatisk tilstand innebærer at det rullende materiellet er stillestående.
- Q_{KS} angriper sentrisk i skinnehodet.
- Longitudinelle (langsgående) krefter tas det ikke hensyn til.
- Laterale (horisontale) krefter tas det normalt ikke hensyn til.
- Ballasttykkelsen fra underkant sville til formasjonsplanet 300 mm.
- Belastningstrykk (kraftfordeling) mot svillens underside som for nyjustert spor.

2.1 Skinneprofil og stålkvaliteter på Ofotbanen

Skinneprofil som vurderes for hovedspor eller togspor på Ofotbanen, er 60E2.

Tabell 2.1-A: Stålkavlitet Strekkfashet viser hvilken stålkvalitet skinneprofilen har, og hvilken strekkfasthet finnes i de forskjellige deler av tverrprofilet.

Tabell 2.1-A: Stålkavlitet Strekkfashet

Skinneprofil	Stålkvalitet	Min. strekkfasthet [N/mm2]	
		Hode	Fot
60E1/E2	R400HT	1 280	880

Selv om 60E1/E2 har høyere stålkvalitet i hodet enn andre skinner, er stålkvalitet i foten den samme: R260 / 900-kvalitet. Minimum strekkfasthet/bruddspenning i foten blir bare 880 N/mm^2.

3 BEREGNING MED BALLASTSIFFER C = 0,3 N/MM^3

3.1 Vertikale krefter Q

3.1.1 Aksellast P = 35 tonn, 60E2

3.1.1.1 Kvasistatisk tilstand

Aksellast:

$$P = 35T = 343,35\ kN \qquad [1]$$

Vertikal hjullast: Q_0

$$Q_0 = \frac{P}{2} \quad [kN] \quad \Rightarrow \quad Q_0 = 171.675\ kN \qquad [2]$$

Kvasistatisk tillegg:

Det kvasistatiske tillegget inkluderer forandring av hjultrykket på grunn av overhøyde i sporet, eksentrisk belastning på grunn av usymmetrisk lagret gods, endring av hjultrykket i vindskjevt spor og vindlast.
På Ofotbanen kjører de med tilnærmet likevektshastighet det vil si ukompensert sideakselleras jon j_u = 0 m/s^2 og manglende overhøyde I = 0 mm, men banen er kurverik med små kurveradier.
Avvik fra likevektshastigheten, endring av hjultrykket i vindskjevt spor og vindkrefter vil kunne forekomme. Det kvasistatiske tillegget settes derfor lik:

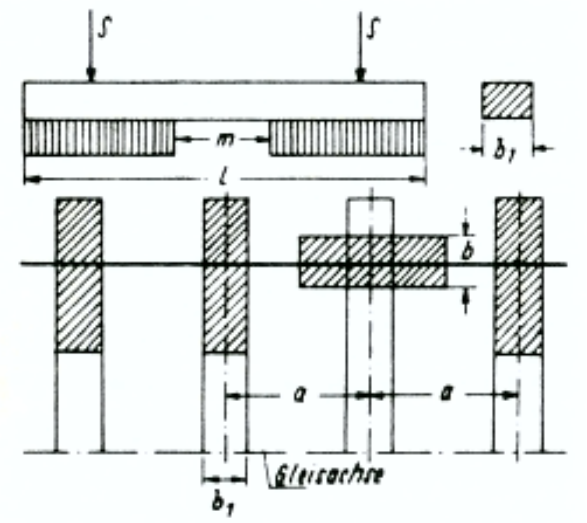
$$\Delta Q = 0.15 \cdot Q_0 \quad [kN] \quad \Rightarrow \quad \Delta Q = 25.75\ kN \qquad [3]$$

Kvasistatisk kraft: $Q_{KV\text{-}STAT}$

$$Q_{KV-STAT} = (Q_0 + \Delta Q) \quad [kN] \quad \Rightarrow \quad Q_{KV-STAT} = 197,426\ kN \qquad [4]$$

Langsvilleoverbygning:

Skinner skal fungere som bærebjelke for rullende materiell. Skinner og sviller ligger på en ballastseng med elastiske egenskaper. Konstruksjonen (skinnene, sviller, befestigelser) belaster ballasten.
Vi betrakter hver skinne som liggende på en kontinuell langsgående sville.
Det belastet arealet av den fiktive langsville skal bli ekvivalent til arealet belastet av den reelle sville. Vi definerer en ekvivalent bredde for den fiktive langssvillen.



Figur 3.1-A: Omvandling av tverrsvilleoverbygning til fiktiv langsvilleoverbygning

Bettongsviller JBV 60,

- l = 2.600 mm,
- b1 = 270 mm,
- Lengde av ubelastet midtdel på svillen m = 400 mm,
- Svilleavstand a = 520 mm.

Belastet av svilleflate:

$$A = (l - m) \cdot b_1$$
$$A = (2600 - 400) \cdot 270 = 594000\ mm$$

Arealet belastet av fiktiv svilleflate (langsville):

$$A = b_2 \cdot 2a$$

Så fiktiv bredde av langsville:

$$b_2 = \frac{(l - m) \cdot b_1}{2.a}$$

$$b_2 = \frac{594000\ mm}{2 * 520\ mm} = 571.15\ mm \qquad [5]$$

A : Arealet belastet av svilleflatte
b2 : bredde av (fiktiv) langsville

Ballastsiffer C:

Ballastsifferet C er avhengig av undergrunnens egenskaper, pukkvalitet og mellomleggets elastisitet.
På Ofotbanen blir det betongsviller og 10 mm polyurethane mellomlegg. Ballastprofilekravet er 300 mm ballast fra underkant sville til formasjonsplanet på hele strekningen.
Underbygningen er varierende og for en stor del preget av fjell eller fyllinger av sprengstein. Ballastsifferet settes derfor i første omgang til:

$$C_{RES} = \frac{P}{y} \quad \left[\frac{N}{mm^3}\right] \quad \Rightarrow \quad \boxed{C_{RES} = 0.30\,\frac{N}{mm^3}} \qquad [6]$$

p = ballasttrykket under svillen
y = nedbøyning av skinnen

Grunnverdi L/Karakteristisk lengde:

Den karakteristiske lengden L definerer den bærende avstand av en skinne utsatt på en kvasi-statisk kraft i midten (free support).

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{b_2 \cdot C}} \quad \Rightarrow \quad \boxed{L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 210000 * 3021.5 * 10^4}{571.15 * 0.30}} = 620,38\ mm} \qquad [7]$$

L	*: Karakteristisk lengde/grunnverdi*	*[mm]*
E	*: Elastisitetsmodul*	*210 000 [N/mm²]*
$I_{x\text{-}x}$	*: Treghetsmoment om X-aksen*	*3021.5 *10⁴ [mm⁴]*
b_2	*: bredde av (fiktiv) langsville*	
C	*: ballastsifferet*	*[N/mm³]*

Hvis akselavstanden i boggien er større enn ¾ π.L= 2,36.L, vil ikke aksel nr. 2 øke skinnespenningen under aksel nr. 1.

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 2,36 \cdot 620,38 = 1461,73\ mm \quad < \quad 1778\ mm$$

akselavstanden i malmvognboggiene 1778 mm

Det betyr at akselavstanden i boggiene på dagens malmvogner er så stor at skinnebelastningen under hver aksel ikke øker på grunn av naboakselen i boggien (største deformasjoner og spenninger i skinnen opptrer direkte under en enkelt aksel i boggien).

Deformasjon/nedbøyning av skinnen: $y_{KV\ STAT}$

$$y_{KV\ STAT} = \frac{Q_{KV-STAT}}{2 \cdot b_2 \cdot C_{DYN} \cdot L} \quad [mm] \Rightarrow \boxed{y_{KV\ STAT} = \frac{197,43}{2 \cdot 571,15 \cdot 0,30 \cdot 620,38} = 0.929\ mm} \qquad [8]$$

Moment i skinnen: $M_{KV\ STAT}$

$$M_{KV\ STAT} = Q_{KV-STAT} \cdot \frac{L}{4} \quad [Nmm]$$

$$\Rightarrow \quad \boxed{M_{KV\ STAT} = 197,43 \cdot \frac{677,73}{4} = 33450,38\ kNmm = 33,45\ kNm} \qquad [9]$$

Bøyespenningen midt på skinnefoten (i underkant skinnefot): $\sigma_{FOT\ KV\ STAT}$

$$\sigma_{FOT\ KV.STAT} = \frac{M_{KV.STAT}}{W_{FOT}} \quad \left[N.mm^{-2}\right]$$

.

$$\Rightarrow \boxed{\sigma_{FOT\ KV.STAT} = \frac{33450,38}{374,5.10^{3}} = 89,32\ N.mm^{-2}} \quad [10]$$

W_{x-x} : motstandsmoment om X-aksen for Skinneprofil 60E2 $374,5*10^3$ [mm^3]

Trykket mot svillens underside: $p_{KV\ STAT}$

Ballasttrykket er trykket mellom underkant sville og ballasten. Som en «tommelfingerregel» bør ikke ballasttrykket overstige 0,30 N/mm² for betongsviller i dynamisk tilstand, $p_{DYN,MAKS}$.

$$p_{KV\ STATISK} = C_{RES} \cdot y_{KV.STAT} \left[\frac{N}{mm^2}\right] \Rightarrow \boxed{p_{KV\ STATISK} = 0,30 \cdot 1,211 = 0,255\ N.mm^{-2}} \quad [11]$$

Støttepunktkraften under svillen: $S_{KV\ STAT}$

Støttepunktkraften er den kraften som forårsaker belastningen på svillene. Denne kraften benyttes til dimensjoneringen av betongsvillen (maks. 150 kN i dynamisk tilstand).

$$S_{KV\ STATISK} = b \cdot a \cdot p_{KV\ STATISK} \left[kN\right]$$
$$\Rightarrow \boxed{S_{KV\ STATISK} = 571,15 \cdot 520 \cdot 0,255.10^{-3} = 75,74\ kN} \quad [12]$$

3.1.1.2 Dynamisk tilstand

Vi beregner dynamisk vertikalkraft med utgangspunkt i den statiske hjulkraft med brukt av en tilleggsfaktor: DAF (dynamic amplification factor). Tilleggsfaktoren er avhengig av:

- Hastigheten
- sporkvaliteten
- Type av transport: passasjervogner, godsvogner.

Maksimalt Hastighet på Ofotbanen:

$$V = \ 50\ km.h^{-1}$$

Hastighetsavhengig faktor: υ

υ representerer virkningen av den rullende materiell avhengig av hastighet V og vogntype: godstog eller passasjertog. Forskjellen mellom passasjertog og godstransport skyldes de betydelig bedre kjøreegenskaper av passasjertog.

På Ofotbanen betrakter vi $v_{FREIGHT.}$

Hastighetsavhengige faktor for passasjer tog: $v_{FREIGHT}$

$$\upsilon_{FREIGHT} = 1 + \frac{V - 60}{140} \geq 1 \quad [13]$$

For hastigheter V < 60 km/h settes $v_{FREIGHT}$ lik 1 så $\upsilon = 1,0$

Kvaliteten klasse i sporet K:

Kvaliteten klassen gjenspeiler ujevnheter i skinnens overflate (bølge på skinnehodet), nivå, sidefeil og kvaliteten av ballastseng. Dersom ballasten har blitt godt stampet og stabilisert, er det en tett forbindelse mellom de knuste steiner og den nedre overflate av svillene. For en løs tilstand (dårlig forbindelse mellom de knuste steiner og svillene), blir det en nedbøyning

av svillene og skinnen før trykket fra rullende material finner sted. Derfor er det en økning av påkjenninger av skinnefoten på grunn av større defleksjoner og bøyinger av konstruksjonen. Det defineres 3 sporkvalitet:

$$s = \kappa \cdot \upsilon \quad [-]$$

meget god sporstandard	$\kappa = 0.1$
god sporstandard	$\kappa = 0.2$
dårlig sporstandard	$\kappa = 0.3$

[14]

For Ofotbanen settes K = 0,2

Standardavvik: s

$$s = \kappa \cdot \upsilon = 0,2 * 1 = 0,2 \qquad [15]$$

Statistisk sikkerhet: t

Statistisk sikkerhet er sikkerhet mot overskridelser av teoretiske grenser for maksimale krefter. Modellen er basert på prinsippet om at laster følger en statistisk normalfordeling. Normalfordelingsprinsippet antas for dynamiske tilstand for bøyemomentet og stress på skinnefot i symmetriskakse. Det er definert 3 nivåer av statistisk sikkerhet.

- t = 3 statistisk konfidens nivå på (99,70 + 0,15) % = 99,85 %
- t = 2 statistisk konfidens nivå på (95,00 + 2,50) % = 97,50 %
- t = 1 statistisk konfidens nivå på (68,30 + 15,85) % = 84,15 %

For Ofotbanen anses vi en statistisk sikkerhet lik t = 99,85 %. Det betyr at bare 0,15 % av krefter overskrider de teoretiske verdier av de ulike komponenter. t = 3.

Den dynamiske tilleggsfaktor: DAF

$$\mathrm{DAF} = (1 + \mathrm{t} * \mathrm{s}) \quad \Rightarrow \boxed{\mathrm{DAF} = (1+3*0,2) = 1,6} \qquad [16]$$

Alle dynamiske komponenter beregnes fra kvasistatisk tilstand med å multipliseres med den dynamiske tilleggsfaktor DAF=1,6.

Dynamisk vertikalkraft:

$$Q_{DYN} = Q_{KV.STAT.} \cdot DAF \quad [kN] \Rightarrow \boxed{Q_{DYN} = 197,43 \cdot 1,6 = \quad 315,89\ kN} \qquad [17]$$

Dynamisk moment:

$$M_{DYN} = M_{KV.STAT.} \cdot DAF \quad [kNm]$$
$$\Rightarrow \boxed{M_{DYN} = 33450,38 \cdot 1,6 = \quad 53520,61 kNmm = 58,52\ kN.m} \qquad [18]$$

Dynamisk nedbøyning av skinnen: $y_{KV\ STAT}$

$$y_{DYN} = y_{KV.STAT.} \cdot DAF \quad [kN] \Rightarrow \boxed{y_{DYN} = 1,211 \cdot 1,6 = \quad 1,94\ mm} \qquad [19]$$

Dynamisk spenning i underkant skinnefot i symmetriaksen: $\sigma_{FOT\ DYN}$

$$\sigma_{FOT\ DYN} = \sigma_{FOT\ KV.STAT}.DAF\left[\frac{N}{mm^2}\right] \Rightarrow \boxed{\sigma_{FOT\ DYN} = 81,76.1,6 = 130,82\ N.mm^{-2}} \quad [20]$$

Trykk mot underkant sville under enkeltlast: p_{DYN}

$$p_{DYN} = DAF \cdot p_{KV.STAT.}\left[\frac{N}{mm^2}\right] \Rightarrow \boxed{p_{DYN} = 1,6 \cdot 0,279 = 0,446\ \frac{N}{mm^2}} \quad [21]$$

Som en «tommelfingerregel» bør ikke ballasttrykket overstige 0,30 N/mm² for betongsviller i dynamisk tilstand, $p_{DYN,MAKS}$.

Belastning på sville i befestigelsen (Svillesetekraft): SDYN

$$S_{DYN} = DAF \cdot S_{KV.STAT.}\ [kN] \Rightarrow \boxed{S_{DYN} = 1,6 \cdot 82,74 = 132,39\ kN} \quad [22]$$

3.1.1.3 Skinnespenninger

Skinnespenninger for senter skinnefot:

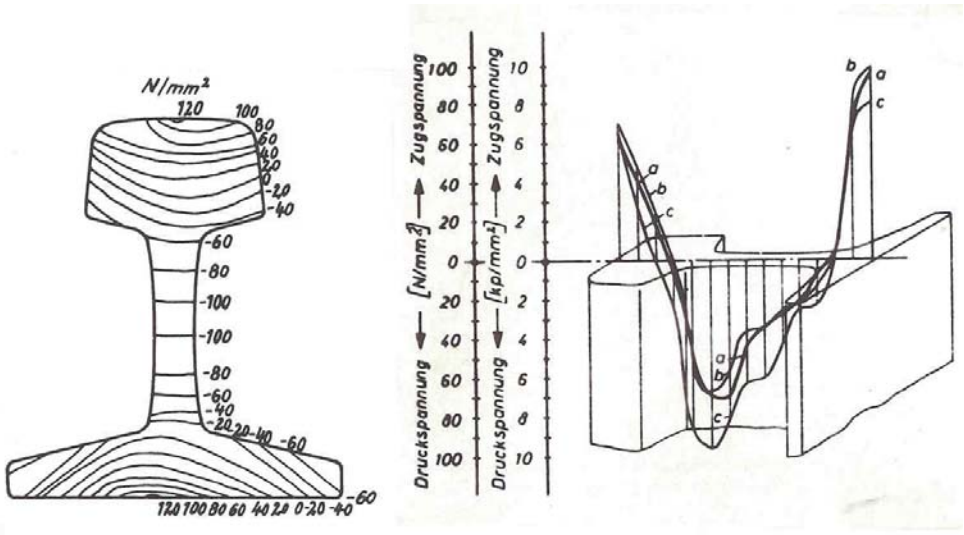
Selv om 60E2 har høyere stålkvalitet i hodet enn de andre skinnene. Stålkvalitet i foten er bare R260 / 900-kvalitet, minimum strekkfasthet/bruddspenning i foten blir bare:

$\sigma_{BRUDD,\ FOT}$ = 880 N/mm²

$$\sigma_{FOT\ KV.STAT} = 89,32\ N.mm^{-2}$$
$$\sigma_{FOT\ DYN} = 130,82\ N.mm^{-2}$$

Egenspenning for senter skinnefot $\sigma_{EGEN\ FOT}$

Det eksisterende nivået av egenspenninger (residual stress) må tas hensyn til. Egenspenninger oppstår i forbindelse med retteprosessen ved produksjon av skinner.
Figur 3.1-B viser fordelingen av egenspenningene i tverrsnittet i skinnen. Variasjonen mht. strekkspenninger og trykkspenninger i tverrsnittet er vist.



Figur 3.1-B: Egenspenninger i skinner som oppstår ved produksjonen

Her vi definerer egenspenning i senter skinnefot lik:

$$\sigma_{EGEN\ FOT} = 120\ N/mm^2 \qquad [23]$$

$\sigma_{EGEN\ FOT}$: *Egenspenning i senter skinnefot* *[N/mm²]*

Temperaturspenning : σ_{TEMP}

Endringer i temperaturen gir opphav til longitudinelle spenninger i tverrsnittet i skinneprofilet. Skinnen nøytraltemperatur $T_{Nøy}$ er definert lik:

$$T_{Nøy} = 21\,°C \qquad [24]$$

Temperaturspenningene σ_{TEMP} beregnes med følgende formel:

$$\sigma_{TEMP} = \alpha_{th} \cdot E \cdot \Delta T = 2,4.\Delta T \quad \left[\frac{N}{mm^2}\right] \qquad [25]$$

α_{th} : *utvidelseskoeffisienten i lengderetningen for stål* $\alpha_{th} = 1.15\ 10^{-5}\ °C^{-1}$ *[°C⁻¹]*
ΔT : *temperaturendring i forhold til skinnens nøytraltemperatur* *[°C]*
E : *Elastisitetsmodul* *210 000 N/mm²* *[N/mm²]*

$$\sigma_{TEMP} = 1,15.10^{-5} * 210000 \cdot (-30 + 21) = 123,17\ N/mm^2$$
$$med\ TEMP_{\min} = -30°C\ \ (\Delta T = 51°C)$$

For å kunne sammlinge med tidligere rapporter definerer vi : $\sigma_{TEMP} = 130\ N/mm^2$

Samlet spenning for senter skinnefot i dynamisk tilstand:

Den største dynamiske bøyestrekkspenningen forventes å skje i underkant skinnefot i symmetriaksen. Skinnen er utsatt for bøyespenninger forårsaket av vertikale hjullaster fra toget (rett linje), normal spenningen fra temperatureffekter på helsveiste sporene (CWR) og restspenninger (egenspenning) fra produksjonsprosessen.

Samlet spenning for senter skinnefot i dynamisk tilstand: σ_{SAMLET}

$$\sigma_{SAMLET} = \sigma_{FOT\ DYN} + \sigma_{EGEN\ FOT} + \sigma_{TEMP} \le \sigma_{FLYT\ FOT} \quad \left[\frac{N}{mm^2}\right] \qquad [26]$$

σ_{SAMLET}:	*Resulterende spenning for senter skinnefot i dynamisk tilstand*	*[N/mm2]*
$\sigma_{FOT\ DYN}$:	*Dynamisk skinnespenninger i underkant senter skinnefot*	*[N/mm2]*
$\sigma_{EGEN\ FOT}$:	*Egenspenning i senter skinnefot*	*[N/mm2]*
σ_{TEMP}:	*Temperaturspenningene*	*[N/mm²]*
$\sigma_{FLYT\ FOT}$:	*Skinnens flytspenning i fot*	*[N/mm²]*

$$\sigma_{SAMLET} = 130,82 + 120 + 130 = 380,82\ N/mm^2$$

Den resulterende spenningen for senter skinnefot bør ligge under flytespenning og under strekkfasthet for skinnen. Det bør ikke forekomme permanent plastisk tøyning eller brudd i skinnen.

Spenningen i foten:

$$\sigma_{FLYT\ FOT} = 580\ N/mm^2\ (R260Mn)$$
$$\sigma_{SAMLET} = 380{,}82\ \leq \sigma_{FLYT\ FOT} = 580\ N/mm^2 \qquad [27]$$

Note: Material egenskap for Stålkvalitet R260 / 900-kvalitet:

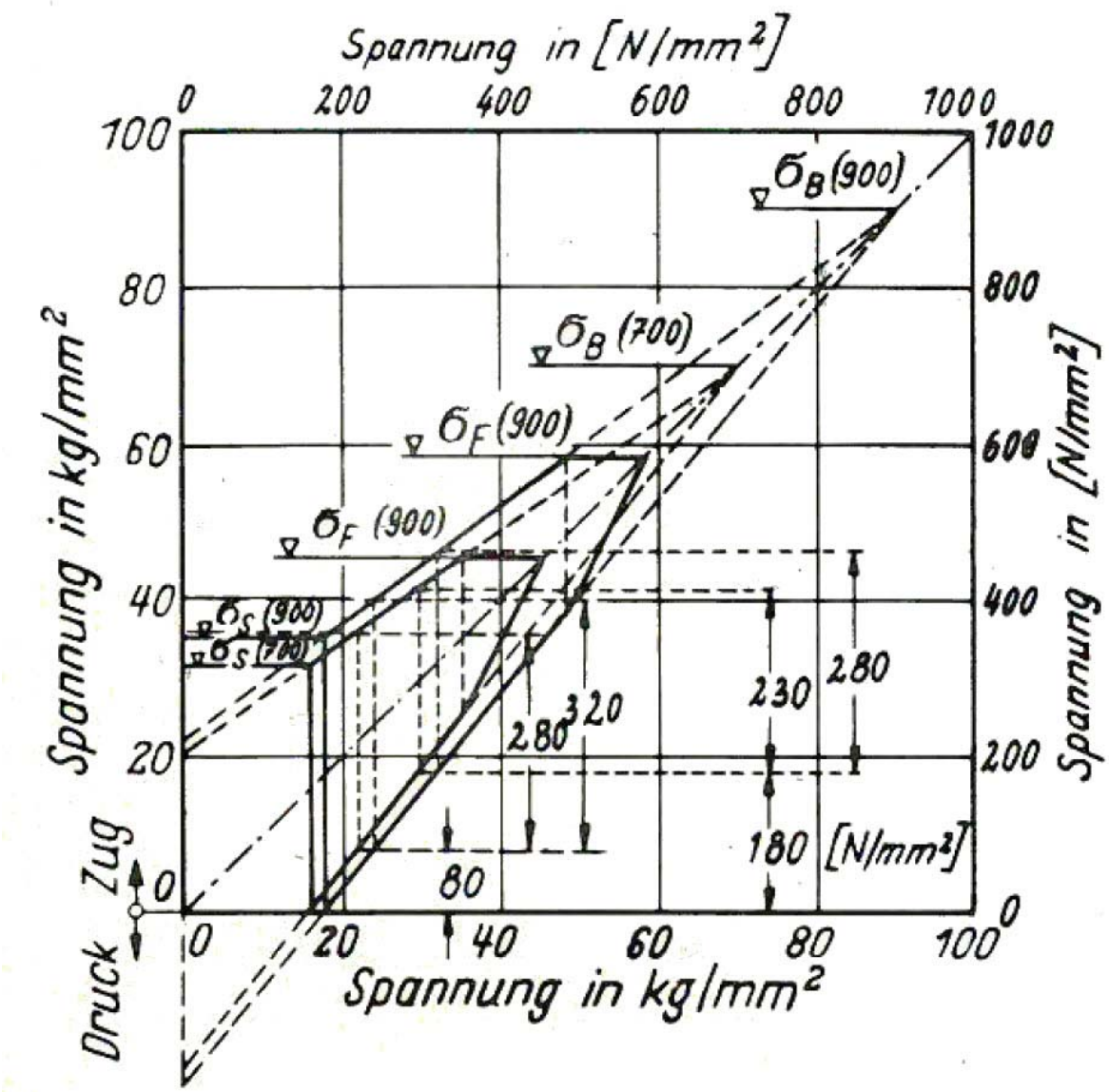
$$\sigma_{FLYT\ R260} = 580\ N/mm^2$$
$$\sigma_{BRUDD\ R260} = 880\ N/mm^2$$

Utmatting:

Ved gjentatte belastninger, kan skje utmattingsbrudd med starte punkt i midten av skinnefoten. Den tillatte bøyespenning må bestemmes på basis av den utmattelse bøyestyrke.
Smiths diagram angir den tillatte størrelsen på dynamiske hjulframføringspenningene for å unngå utmatting i skinnene. Den vises, for en kjent konstant spenning, den tillatte dynamiske strekkbøyestyrke i midten av skinnefoten.
Den konstante strekkspenningen er summen av den egenspenningen i midten av skinnefoten, strekkspenningen fra temperaturvariasjoner (CWR), (spenningen i brukonstruksjoner uten glideskjøte _ikke tatt her_).

Det har ikke vært mulig å få frem Smiths diagram for skinner med stålkvalitet R400 HT /1280-kvalitet, so vi bruker et diagram for 900-kvalitet (som er også stålekvalitet i foten).

(se Figur 3.1-C for skinner med strekkstyrke på 900 MPa)



Figur 3.1-C: Smiths diagram for vurdering tillatt spenning forårsaket av trafikkbelastning, R260; Diagram for Rail UIC 60 (900), corroded

$\sigma_{EGEN\ FOT}$:	*Egenspenning i senter skinnefot*	*[N/mm²]*
σ_{TEMP}:	*Temperaturspenningene*	*[N/mm²]*
σ_{BT}:	*Spenning i brukonstruksjoner uten glideskjøter*	*[N/mm²]*
$\sigma_{DF\ Tillatt}$:	*Tillatt resulterende spenning i skinnen*	*[N/mm²]*

$\sigma_{DF\ Tillatt}$ er tillatt spenning i underkant av skinnefot i symmetriaksen på utmatting forårsaket av den dynamiske vertikale hjulkraft ved framføring av materiellet.

$$\sigma_{MEAN} = \sigma_{FOT\ KV.STAT} + \sigma_{EGEN\ FOT} + \sigma_{TEMP} = 89,32 + 120 + 130 = 339,32 \ \ N/mm^2$$

Ved bruk av Smiths diagram for stålkvalitet R260, de tillatte hjulframføringspenningene, $\sigma_{DF\ Tillat}$, avleses til 250 N/mm² for σ_{MEAN}: 339,3 N/mm².

$$\sigma_{DF\ Tillat\ R260} = 250\ N/mm^2 \qquad [28]$$

Smith diagram er fremkommet under idealiserte tilstander i laboratorium. Det må imidlertid tas hensyn til ytre forhold i sporet. Korrosjon kan være en faktor som har sterk innflytelse. På Ofotbanen bør den tillatte trafikkspenningen divideres med en faktor på 1,4 for å ta hensyn til ytre forhold i sporet: sikkerhetsfaktor γ = 1,4.

$$\gamma \cdot \sigma_{DYN\ FOT} = 1,40 \cdot \sigma_{DYN\ FOT} \leq \sigma_{DF\ Tillat}$$

Så $$\sigma_{DYN\ FOT\ R260} = 130,82 \leq \sigma_{DF\ maks} = \frac{\sigma_{DF\ Tillat\ R260}}{\gamma} = \frac{250}{1,4} = 178.6\ N/mm^2$$

$\sigma_{FOT\ DYN}$: *Dynamisk skinnespenninger i underkant senter skinnefot [N/mm2]*

For skinneprofil 60E2 skulle det ikke være fare for utmatting ved 35 tonns aksellast.
(se Tabell 6.1-A: Oppsummering av spenningene i rett linje med akselkraft = 35 T, avhengig av C: 0,3-0,2-0,15 N/mm3)

Konklusjon: (C = 0,30 N/mm³, 60E2, 35 tonn)

- Ingen fare for skinnebrudd på grunn av skinnespenninger i senter skinnefot:
  $\sigma_{SAMLET} = 380,82 \leq \sigma_{FLYT\ FOT} = 580\ N/mm^2$
- I følge Smiths diagram er det liten eller ingen fare for utmatting av skinneprofil 60E2
  $\sigma_{DF\ maks} > \sigma_{DYN\ FOT};\ \ 178,6N/mm^2 > 130,82N/mm^2$
- Ballasttrykket er for stort for betongsville
  $p_{DYN} > p_{DYN\ MAKS};\ \ 0,46N/mm^2 > 0,30N/mm^2$
- Støttepunktkraften er mindre enn kravet for betongsville
  $S_{DYN} < S_{DYN\ MAKS};\ \ 132,39N/mm^2 < 150N/mm^2$

3.1.2 Sammenstilling av resultater for beregninger med C = 0,30 N/mm³

I Tabell 3.1-A er beregningsresultatene med ballastsiffer C = 0,30 N/mm³ vist for aksellast 30 tonns, 32.5 tonns og 35 tonns.

Det er resultatene for de dynamiske tilstandene som er mest interessant. I tillegg kommer spenningene i hjørnene på skinnene inn. De er avhengige av den horisontale kraften, som er avhengig av forholdet mellom de vertikale og de horisontale kreftene, som påføres skinnene av malmvognene. I **Tabell** 3.2-C vises spenningene i hjørnene.

Tabell 3.1-A: Oppsummering av spenningene i rett linje med C = 0,30 N/mm³ avhengig av akselkraft: 30T, 32.5T og 35T

	Skinneprofil	**60E1**		
	Akselkraft P	**30 T**	**32.5 T**	**35 T**
	Stivhet Modul til overbygningskonstruksjon C [N/mm³]	0,30	0,30	0,30
	Skinnekvalitet for bøyning	**R400 HT**	**R400 HT**	**R400 HT**
	Strekkfashet σ_{BRUDD} [N/mm²]	1280,00	1280,00	1280,00
	Material Kvalitet i Fot	**R260Mn**	**R260Mn**	**R260Mn**
	Strekkfashet i fot σ_{BRUDD} [N/mm²]	880,00	880,00	880,00,
	Flytspenning i fot $\sigma_{FLYT\ FOT}$ [N/mm²]	580,00	580,00	580,00,
	Maks Hastighet V [km/h]	50,00	50,00	50,00
	Karakteristisk L [mm]	620,4	620,4	620,4
	[3/4] x Π x L [mm]	1461,73	1461,73	1461,73
KVASISTATISK	Hjul vertikal kraft Q_0 [kN]	147,15	159,41	171,675
	Kvasi-statisk vertikal hjulkraft $Q_{KV\text{-}STAT}$ [kN]b	169,2	183,32	197,43
	Nedbøying $y_{KV\ STAT}$ for $Q_{KV\text{-}STAT}$ [mm]	0,796	0,86	0,93
	Bøyemoment $M_{KV\ STAT}$ [kNm]	26,25	28,43	30,62
	Spenning i skinnefot symmetriakse, $\sigma_{FOT\ KV\ STAT}$ [N/mm2]	**70,08**	**75.92**	**81,76**
	Trykk mot underkant sville $p_{KV\ STAT}$ [N/mm2]	0,24	0,26	0,28
	Skinnesetekraft $S_{KV\ STAT}$ [kN]	70,92	76,83	82,74
DYNAMISK	Dynamisk tilleggsfaktor DAF [-]	1,6	1,6	1,6
	Dynamisk vertikal kraft Q_{DYN} [kN]	270,76	293,32	315,88
	Dynamisk Nedbøying y_{DYN} [mm]	1,27	1,38	1,486
	Bøyemoment M_{DYN} [kNm]	41,99	45,49	48,99
	Spenning i skinnefot symmetriakse $\sigma_{FOT\ DYN}$ [N/mm2]	**112,1**	**121,5**	**130,8**
	tillatt $\sigma_{DF,maks}$ [N/mm2]	178,60	178,6	178,60
	Egenspenninger $\sigma_{EGEN\ FOT}$ [N/mm2]	120,00	120	120,00
	Temperaturspenning σ_{TEMP} [N/mm2]	130	130	130
	Svilletrykk p_{DYN} [N/mm2]	**0,38**	**0,41**	**0,45**
	$p_{DYN\ BET.\ SVILLE}$ [N/mm²]	0,30	0,30	0,30
	Svillesetekraft S_{DYN} [kN]	**113,47**	**122,93**	**132,39**
	$S_{DYN\ BET.\ SVILLE}$ [kN]	150	150	150
	σ_{SAMLET} i fot [N/mm²]	362,13	371,47	380,92

3.1.3 Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger

Hvis levetid og økonomi for skinnene vurderes, viser erfaringer fra Tyskland at de kvasistatiske og dynamiske beregningsspenningene ikke bør overstige henholdsvis 7 - 9 % og 11 – 15 % av spenningspotensialet i en skinne ved brudd. (see i [4] og [5]).

Disse tallene gjelder for høyhastighetsbaner og må modifiseres for bruk på Ofotbanen. Sikkerhetsfaktoren tyskerne benytter på grunn av høy hastighet reduseres fra 1,5 til 1,4 (største hastighet på Ofotbanen er 90 km/h i motsetning til 250 km/h på DBAG's høyhastighetsnett), mens den kvasistatiske og dynamiske faktoren reduseres fra 1,8 til 1,6 (likevektshastighet for malmtog på Ofotbanen). Dette gir et forhold mellom de tyske sikkerhetsfaktorene og de som kan benyttes på Ofotbanen på 1,21 (1,5 · 1,8 / 1,4 · 1,6) og betyr at de ovenfornevnte prosenttallene kan økes med 21 %. Ved å bruke middeltallet, får vi at den kvasistatiske beregningsspenningen ikke bør overstige 10 % av spenningspotensialet av bruddspenningen og den dynamiske spenningen ikke bør overstige 16 %.

De kvasistatiske spenningene bør ikke overstige 10 prosent av spenningen ved brudd:

$$0{,}10 * \sigma_{BRUDD} > Beregnet\ Spenning$$

For 1 280-kvalitet betyr dette: $\sigma_{KV} < 0{,}10 * \sigma_{BRUDD} = 0{,}1 * 1280 = 128 N / mm^2$

For 900-kvalitet (fot) betyr dette: $\sigma_{KV} < 0{,}10 * \sigma_{BRUDD} = 0{,}1 * 880 = 88 N / mm^2$

Tilsvarende bør den dynamiske spenningen ikke overstige 16 % av spenningen i brudd:

$$0{,}16 * \sigma_{BRUDD} > Beregnet\ Spenning$$

For 1 280-kvalitet betyr dette: $\sigma_{DYN} < 0{,}16 * \sigma_{BRUDD} = 0{,}1 * 1280 = 204{,}8 N / mm^2$

For 900-kvalitet (fot) betyr dette: $\sigma_{KV} < 0{,}16 * \sigma_{BRUDD} = 0{,}16 * 880 = 140{,}8 N / mm^2$

I Tabell 3.1-B vises opptredende kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i senter underkant fot i forhold til de erfaringsmessige grenseverdier.
Ingen verdi overskrider grensekravene til spenninger.

Tabell 3.1-B:Kontroll av kvasistatiske og dynamiske spenninger i fot (C = 0,30 N/mm³)

		60E1		
		30 T	**32.5 T**	**35 T**
KVASIT	Krav 900 (N/mm²)	88,0	88,0	88,0
	Krav 1300 (N/mm²)	128,0	128,0	128,0
	$\sigma_{FOT\ KV\ STAT}$ (N/mm²)	**70,08**	**75.92**	**81,76**
DYNAMI	Krav 900 (N/mm²)	140,8	140,8	140,8
	Krav 1300 (N/mm²)	204,8	204,8	204,8
	$\sigma_{FOT\ DYN}$ (N/mm²)	**112,1**	**121,5**	**130,8**

<u>Konklusjon:</u>

- Kravet til kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i underkant skinnefot overskrides ikke utfra levetids- og økonomiske vurderinger ved aksellast på 35 tonns med skinneprofil 60E2 for C=0,3 N/mm^3.

3.2 Kombinasjon av horisontale og vertikale krefter Y/Q

3.2.1 Horisontale/laterale krefter Y

De horisontale/laterale kreftene kan inndeles i kvasistatiske og dynamiske krefter.
Av kvasistatiske kreftene er det spesielt 2 begrep som har interesse:

- Styringskraften P_A som har betydning for vurdering av slitasje på skinnehodet.
- Føringskraften $Y_{føring}$ som har betydning for vurdering av sporets føringsevne samt faren for avsporing. Føringskraften er avhengig av friksjonskreftene og styringskraften P_A.

Vi har følgende kvasistatiske laterale krefter: føringskraft (flenskraft), sentrifugalkraft og vindkraft.

$$Y_{KS} = Y_{føring} + Y_{sentr.} + Y_{vind}$$

Dynamiske laterale krefter forårsakes av justeringsfeil i sporet, egen genererte svingninger av det rullende materiellet og ujevn lastfordeling mellom akslene. Det dynamiske tillegget for den kvasistatiske laterale kraften beregnes på samme måte som for det dynamiske tillegget til den kvasistatiske vertikalkraften. Se kap. 3.1.1.2.

$$\boxed{Y_{DYN} = Y_{KS} \cdot DAF \quad [kN]} \qquad [29]$$

I praksis er det vanskelig å beregne de forskjellige komponentene for den samlede Y-kraft. Vi ser derfor gjerne på en kombinasjon av Y- og Q-krefter.

3.2.1.1 Kombinasjon av Y- og Q-krefter

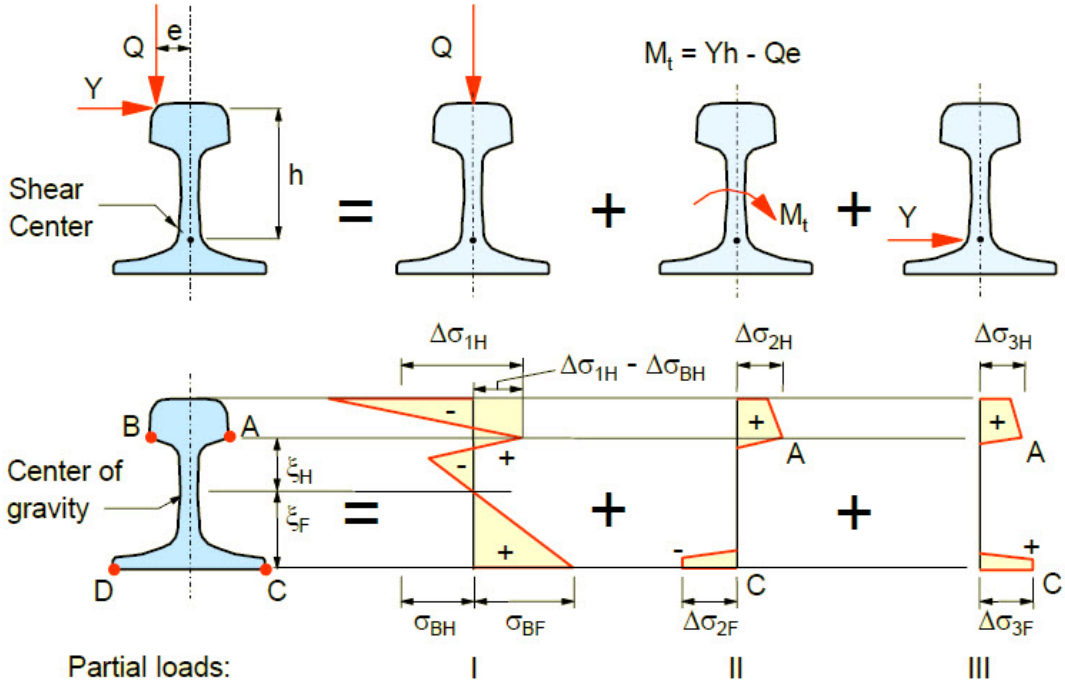
Man kan beregne skinnespenninger ut ifra om at det er ett-punkts berøring eller to-punkts berøring. Ett-punkts berøring medfører at de vertikale og horisontale kreftene angriper skinnen i samme punktet, og det er denne formen for berøring som brukes til beregning av skinnespenninger her. Med de erfaringer som er gjort, kan Y-kreftene uttrykkes som en funksjon av Q-kreftene.

For å finne horisontalkraften Y_{DYN} varierer man Y/Q-forholdet fra 0,3 til 1,2*Q_{DYN}.

$$\boxed{Y_{DYN} = \alpha \cdot Q_{DYN} \quad [kN] \quad med \quad \alpha \in [0,3 - 1,2]} \qquad [30]$$

I praktisk opptre de alle største forholder med 0.5. Med høyre verdier er det noe galt med vogn eller spor.

Dekomponering av kraftbildet:



Figur 3.2-A: Spenningsbilder ved belastning på skinneprofilet i kurver med små radier

e	*Eksentrisiteten til vertikalkraften (avstand fra senter skinne)*	*[mm]*
h	*Høyden fra skjærpunktet til horisontalkraften*	*[mm]*
Q	*Vertikal kraft (akselkraft)*	*[kN]*
Y	*horisontalkraft*	*[kN]*

Momenter

Bøyemoment på grunn av vertikalkraft Q i senter skinne på skinnehodet (kvasistatisk og dynamisk) M_B:

$$M_B = \frac{Q \cdot L}{4} \quad [kNm] \qquad [31]$$

Torsjonsmoment på grunn av eksentrisk angrepspunkt for vertikalkraft Q og angrepspunkt for lateral kraft Y (kvasistatisk og dynamisk) M_T:

$$M_T = Y \cdot h - Q \cdot e \quad [kNm] \qquad [32]$$

Hovedspenningene

Hovedspenningene kan beregnes som følgende: (see [1])
Bøyningsspenning i skinnehode: σ_{BH}, λ_{0H}

$$\sigma_{BH} = \lambda_{OH} \cdot M_B \quad [kN/mm^2] \qquad [33]$$

Bøyningsspenning i skinnefot: σ_{BF}, λ_{0F}

$$\sigma_{BF} = \lambda_{OF} \cdot M_B \quad [kN/mm^2] \qquad [34]$$

Delspenning I på grunn av tverrsnittform av skinneprofilet for dynamisk kraft Q: $\Delta\sigma_{1H}$, $\Delta\sigma_{1F}$, λ_{1H}

$$\Delta\sigma_{1H} = \lambda_{1H} \cdot Q$$
$$\Delta\sigma_{1F} = 0 \qquad [35]$$

Delspenning II på grunn av torsjonsmomentet M_T: $\Delta\sigma_{2H}$, $\Delta\sigma_{2F}$, λ_{2H}, λ_{2F}

$$\Delta\sigma_{2H} = \lambda_{2H} \cdot M_T$$
$$\Delta\sigma_{2F} = \lambda_{2F} \cdot M_T \qquad [36]$$

Delspenning III på grunn av lateral kraft Y: $\Delta\sigma_{3H}$, $\Delta\sigma_{3F}$, λ_{3H}, λ_{3F}

$$\Delta\sigma_{3H} = \lambda_{3H} \cdot Y$$
$$\Delta\sigma_{3F} = \lambda_{3F} \cdot Y \qquad [37]$$

Den resulterende spenning I hver lokalisering uttrykkes: σ_{HA}, σ_{HB},

$\sigma_{FLYT\ FOT}$ Skinnens flytspenning i fot N/mm^2

σ_{FC}, σ_{FD}

$$\sigma_{HA} = -\sigma_{BH} + 0{,}9 \cdot \left(\Delta\sigma_{1H} + \Delta\sigma_{2H} + \Delta\sigma_{3H}\right)$$
$$\sigma_{HB} = -\sigma_{BH} + 0{,}9 \cdot \left(\Delta\sigma_{1H} - \Delta\sigma_{2H} - \Delta\sigma_{3H}\right)$$
$$\sigma_{FC} = +\sigma_{BF} + 0{,}9 \cdot \left(-\Delta\sigma_{2F} + \Delta\sigma_{3F}\right)$$
$$\sigma_{FD} = +\sigma_{BF} + 0{,}9 \cdot \left(+\Delta\sigma_{2F} - \Delta\sigma_{3F}\right) \qquad [38]$$

Faktorene λ med indekser for skinneprofil 60E1 er gitt i Tabell 3.2-A: λ_{0H}, λ_{1H}, λ_{2H}, λ_{3H}, λ_{0F}, λ_{2F}, λ_{3F}

Tabell 3.2-A: Faktorene λ med indekser for skinneprofil 60E2

Skinne profil	Koeffisienter for beregning av spenninger i skinneprofil ved kombinerte laster Q og Y								
	h [cm]	e [cm]	λ_{OH} [cm^{-3}]	λ_{1H} [cm^{-2}]	λ_{2H} [cm^{-3}]	λ_{3H} [cm^{-2}]	λ_{OF} [cm^{-3}]	λ_{2F} [cm^{-3}]	λ_{3F} [cm^{-2}]
60E1	12,90	3,715	0,0018	0,050	0,017	0,110	0,0027	0,0126	0,2290

Skinnespenninger i alle 4 beregningspunkter (A,B,C,D) er vurdert. Strekkspenninger ansees som mest risikofylt med tanke på brudd i skinnene. Strekkspenningene vil oppstå i ekstrempunktene på yttersiden av skinnene (punktene A og C) i forhold til hvor kreftene angriper på skinnehodet.
Strekkspenninger er positive, mens trykkspenninger er negative.

3.2.1.2 Kurver med små radier

I tillegg til disse skinnespenningene opptrer i kurver med små radier spenninger som skyldes horisontal bøyning på grunn av kurver.
Disse horisontale bøyningsmomenter $\sigma_{b\ A,B,C,D}$ beregnes:

$$\sigma_{b\,A} = \frac{E \cdot b_{HODE}}{2 \cdot R} \quad \left[\frac{N}{mm^2}\right]$$
$$\sigma_{b\,B} = -\frac{E \cdot b_{HODE}}{2 \cdot R} \quad \left[\frac{N}{mm^2}\right]$$
$$\sigma_{b\,C} = \frac{E \cdot b_{FOT}}{2 \cdot R} \quad \left[\frac{N}{mm^2}\right]$$
$$\sigma_{b\,D} = -\frac{E \cdot b_{FOT}}{2 \cdot R} \quad \left[\frac{N}{mm^2}\right]$$

[39]

E	*: Elastisitetsmodul for Stål*	*[N/mm²]*
R	*: kurveradius*	*[mm] R ≤ 300 m*
B_{hode}	*Bredde av skinnehode*	*[mm]*
B_{Fot}	*Bredde av skinnefot*	*[mm]*

I Tabell 3.2-B er det regnet ut for kurveradier med 50 meters intervall med start på R = 200 m. Dette er spenninger som må legges til den ekstremspenningen som man har på skinnehodet og skinnefoten. Den er ikke avhengig av aksellasten/hjullasten som belaster skinnene.

Tabell 3.2-B: Spenninger på grunnet av kurver (horisontal bøyning)

Radius (m)	60E1	
	σ_{HODE} (N/mm²)	σ_{FOT} (N/mm²)
200	37,2	78,8
250	29,7	63,0
300	24,8	52,5
350	21,2	45,0
400	18,6	39,4
450	16,5	35,0
500	14,9	31,5
550	13,5	28,6
600	12,4	26,3
650	11,4	24,2
700	10,6	22,5

3.2.2 Skinnespenninger for 60E2, P = 35 tonn

Forutsetninger:

- Ballastsiffer C = 0,30 N/mm^3 (Antatt)
- Skinneprofil 60E2
- Hastighet V = 50 km/h
- Sporstandarden er middels god k = 0,2 (Antatt)
- Grunnverdi L: 620,38 mm
- Eksentrisk belastning på skinnehodet med konstant vertikalkraft Q_{DYN} = 315,9 kN
- Horisontalkraft Y_{DYN} varierer fra 0,3 - 1,2 · Q_{DYN} som angriper skinnehodet i en avstand lik 14 mm under overkant skinnehode
- Egenspenninger
  - Skinnehode : -40,0 N/mm^2
  - Skinnefot : -60,0 N/mm^2
- Temperaturspenninger: σ_{TEMP} = 130,0 N/mm^2

Resultater med konstant Q_{DYN} = 315,9 kN er vist i **Tabell** 3.2-C.
Merknad: Spenningene på grunnet av kurver ($\sigma_{b\ A,B,C,D}$) er ikke tatt med i tabell

Tabell 3.2-C: Spenningene på grunnet av kombinerte laterale og vertikale krefter i yttersiden av skinnene (C = 0,30 N/mm3)

$(Y/Q)_{Dyn}$ [-]	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20
$Y_{Lat\ Tot\ Dyn}$ [kN]	94,76	126,35	157,94	189,53	221,12	252,71	284,29	315,88	347,47	379,06
σ_{HA} [MPa]	147,12	240,74	334,35	427,97	521,59	615,21	708,83	802,44	896,06	989,68
σ_{FC} [MPa]	334,26	353,16	372,05	390,95	409,84	428,73	447,63	466,52	485,42	504,31
$\sigma_{E\ Hode}$ Egenspenning i hodet [MPa]	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00
$\sigma_{E\ Fot}$ Egenspenning i foten [MPa]	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00
σ_{th} Temperaturspenning [MPa]	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00
$\sigma_{HA\ samlet}$ [MPa]	237,12	330,74	424,35	517,97	611,59	705,21	798,83	892,44	986,06	1079,68
$\sigma_{FC\ samlet}$ [MPa]	404,26	423,16	442,05	460,95	479,84	498,73	517,63	536,52	555,42	574,31

Note:
- Hvite til lysrøde ruter betyr at verdien overskrider aktuell flytespenning for kvalitet-900 (580 N/mm^2);
- røde ruter betyr at verdien overskrider aktuell bruddspenning for kvalitet-900 (880 N/mm^2).
Skinnespenningene i hodeytterkant på 60E2-profilet med C = 0,30 N/mm^3 kunne overskride bruddspenningene ved høye verdier av forholdet $(Y/Q)_{DYN,}$ dvs. forholdstall større enn 1,0 for 35 tonn.

4 BEREGNING MED BALLASTSIFFER C = 0,2 N/MM^3

4.1 Vertikale krefter Q

4.1.1 Aksellast P = 35 tonn, 60E2

4.1.1.1 Kvasistatisk tilstand

Aksellast:

$$P = 35T = 343,35\ kN \quad [40]$$

Vertikal hjullast: Q_0

$$Q_0 = \frac{P}{2} \quad [kN] \quad \Rightarrow \quad Q_0 = 171.675\ kN \quad [41]$$

Kvasistatisk tillegg:

For beskrivelse av kvasistatisk tillegg henvises til kap. 3.1.1.1.

$$\Delta Q = 0.15 \cdot Q_0 \quad [kN] \quad \Rightarrow \quad \Delta Q = 25.75\ kN \quad [42]$$

Kvasistatisk kraft: $Q_{KV\text{-}STAT}$

$$Q_{KV-STAT} = (Q_0 + \Delta Q) \quad [kN] \quad \Rightarrow \quad Q_{KV-STAT} = 197,426\ kN \quad [43]$$

Langsvilleoverbygning:

For beskrivelse av langsvillebredde b henvises det til kap. 3.1.1.1.

Bettongsviller JBV 60,

- l = 2.600 mm,
- b1 = 270 mm,
- lengde av ubelastet midtdel på svillen m = 400 mm,
- svilleavstand a = 520 mm.

Så Langsvillebredde:

$$b_2 = \frac{(l-m)\cdot b_1}{2.a} \quad \Rightarrow \quad b_2 = \frac{594000\ mm}{2 * 520\ mm} = 571.15\ mm \quad [44]$$

Ballastsiffer C:

For beskrivelse av ballastsiffer C henvises det til kap. 3.1.1.1

$$C_{RES} = 0.20\ \frac{N}{mm^3} \quad [45]$$

Grunnverdi L/Karakteristisk lengde:

Den karakteristiske lengden L definerer den bærende avstand av en skinne utsatt på en kvasi-statisk kraft i midten (free support).

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{b_2 \cdot C}} \quad \Rightarrow \quad \boxed{L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 210000 * 3021.5 * 10^4}{571.15 * 0.20}} = 686,56\ mm} \qquad [46]$$

L	*: Karakteristisk lengde/grunnverdi*	*[mm]*
E	*: Elastisitetsmodul*	*210 000 [N/mm²]*
$I_{x\text{-}x}$	*: Treghetsmoment om X-aksen*	*3021.5 *10⁴ [mm⁴]*
b_2	*: bredde av (fiktiv) langsville*	
C	*: ballastsifferet*	*[N/mm³]*

Hvis akselavstanden i boggien er større enn ¾ π.L= 2,36.L, vil ikke aksel nr. 2 øke skinnespenningen under aksel nr. 1.

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 2,36 \cdot 686,56 = 1617,67\ mm \quad < \quad 1778\ mm$$

akselavstanden i malmvognboggiene 1778 mm

Det betyr at akselavstanden i boggiene på dagens malmvogner er så stor at skinnebelastningen under hver aksel ikke øker på grunn av naboakselen i boggien (største deformasjoner og spenninger i skinnen opptrer direkte under en enkelt aksel i boggien).

Deformasjon/nedbøyning av skinnen: $y_{KV\ STAT}$

$$y_{KV\ STAT} = \frac{Q_{KV-STAT}}{2 \cdot b_2 \cdot C_{DYN} \cdot L} \quad [mm] \Rightarrow \boxed{y_{KV\ STAT} = \frac{197,43}{2 \cdot 571,15 \cdot 0,20 \cdot 686,57} = 1,259\ mm}$$

[47]

Moment i skinnen: $M_{KV\ STAT}$

$$M_{KV\ STAT} = Q_{KV-STAT} \cdot \frac{L}{4} \quad [Nmm]$$

$$\Rightarrow \quad \boxed{M_{KV\ STAT} = 197,43 \cdot \frac{686,56}{4} = 33886,33\ kNmm = 33,89\ kNm} \qquad [48]$$

Bøyespenningen midt på skinnefoten (i underkant skinnefot): $\sigma_{FOT\ KV\ STAT}$

$$\sigma_{FOT\ KV.STAT} = \frac{M_{KV.STAT}}{W_{FOT}} \quad \left[N.mm^{-2}\right]$$

$$\Rightarrow \boxed{\sigma_{FOT\ KV.STAT} = \frac{33886,33}{374,5.10^3} = 90,48\ N.mm^{-2}} \qquad [49]$$

*$W_{x\text{-}x}$: motstandsmoment om X-aksen for Skinneprofil 60E2 374,5*10³ [mm³]*

Trykket mot svillens underside: $p_{KV\ STAT}$

For beskrivelse av ballasttrykket henvises det til kap. 3.1.1.1

$$p_{KV\,STATISK} = C_{RES} \cdot y_{KV.STAT} \left[\frac{N}{mm^2}\right] \Rightarrow \boxed{p_{KV\,STATISK} = 0,20 \cdot 1,26 = 0,252\ N.mm^{-2}} \quad [50]$$

Støttepunktkraften under svillen: $S_{KV\,STAT}$

For beskrivelse av støttepunktkraften S henvises det til kap. 3.1.1.1

$$S_{KV\,STATISK} = b \cdot a \cdot p_{KV\,STATISK}\,[kN]$$

$$\Rightarrow \boxed{S_{KV\,STATISK} = 571,15 \cdot 520 \cdot 0,252.10^{-3} = 74,76\ kN}$$

4.1.1.2 Dynamisk tilstand

For beskrivelse av hastighetsavhengig faktor υ, sporstandard k, standardavvik s og statistisk sikkerhet t henvises det til kap. 3.1.1.1

Dimensjonerende Hastighet på Ofotbanen:

$$V = \quad 50\ km.h^{-1}$$

Hastighetsavhengig faktor: υ

For hastigheter V < 60 km/h settes υ = 1,0

Kvaliteten klasse i sporet K:

For Ofotbanen settes K = 0,2

Standardavvik: s

$$s = \kappa \cdot \upsilon = 0,2 * 1 = 0,2 \quad [51]$$

Statistisk sikkerhet: t

t = 3.

Den dynamiske tilleggsfaktor: DAF

$$\mathrm{DAF} = (1 + \mathrm{t} * \mathrm{s}) \Rightarrow \boxed{\mathrm{DAF}=(1+3*0,2) = 1,6} \quad [52]$$

Alle dynamiske komponenter beregnes fra kvasistatisk tilstand med å multipliseres med den dynamiske tilleggsfaktor DAF=1,6.

Dynamisk vertikalkraft:

$$Q_{DYN} = Q_{KV.STAT.} \cdot DAF \quad [kN] \Rightarrow \boxed{Q_{DYN} = 197,43 \cdot 1,6 = \quad 315,89\ kN} \quad [53]$$

Dynamisk moment:

$$M_{DYN} = M_{KV.STAT.} \cdot DAF \quad [kNm]$$

$$\Rightarrow \boxed{M_{DYN} = 33886,33 \cdot 1,6 = \quad 54218,14 kNmm = 54,22\ kN.m} \quad [54]$$

Dynamisk nedbøyning av skinnen: $y_{KV\ STAT}$

$$y_{DYN} = y_{KV.STAT.} \cdot DAF \quad [kN] \Rightarrow \boxed{y_{DYN} = 1,259 \cdot 1,6 = \quad 2,014\ mm} \quad [55]$$

Dynamisk spenning i underkant skinnefot i symmetriaksen: $\sigma_{FOT\ DYN}$

$$\sigma_{FOT\ DYN} = \sigma_{FOT\ KV.STAT}.DAF\left[\frac{N}{mm^2}\right] \Rightarrow \boxed{\sigma_{FOT\ DYN} = 90,48.1,6 = 144,77\ N.mm^{-2}} \quad [56]$$

Trykk mot underkant sville under enkeltlast: p_{DYN}

$$p_{DYN} = DAF \cdot p_{KV.STAT.} \left[\frac{N}{mm^2}\right] \Rightarrow \boxed{p_{DYN} = 1,6 \cdot 0,252 = 0,403\ \frac{N}{mm^2}} \quad [57]$$

Som en «tommelfingerregel» bør ikke ballasttrykket overstige 0,30 N/mm² for betongsviller i dynamisk tilstand, $p_{DYN,MAKS}$.

Belastning på sville i befestigelsen (Svillesetekraft): SDYN

$$S_{DYN} = DAF \cdot S_{KV.STAT.} \ [kN] \Rightarrow \boxed{S_{DYN} = 1,6 \cdot 74,77 = 119,62\ kN} \quad [58]$$

4.1.1.3 Skinnespenninger

Skinnespenninger for senter skinnefot:

Selv om 60E2 har høyere stålkvalitet i hodet enn de andre skinnene. Stålkvalitet i foten er bare R260 / 900-kvalitet, minimum strekkfasthet/bruddspenning i foten blir bare:

$\sigma_{BRUDD,\ FOT}$ = 880 N/mm²

$$\sigma_{FOT\ KV.STAT} = 90,48\ N.mm^{-2}$$
$$\sigma_{FOT\ DYN} = 144,77\ N.mm^{-2}$$

Egenspenning for senter skinnefot $\sigma_{EGEN\ FOT}$

Det eksisterende nivået av egenspenninger (residual stress) må tas hensyn til.
Her vi definerer egenspenning i senter skinnefot lik:

$$\boxed{\sigma_{EGEN\ FOT} = 120\ N/mm^2} \quad [59]$$

$\sigma_{EGEN\ FOT}$ *: Egenspenning i senter skinnefot* *[N/mm²]*

Temperaturspenning : σ_{TEMP}

Endringer i temperaturen gir opphav til longitudinelle spenninger i tverrsnittet i skinneprofilet. Skinnen nøytraltemperatur $T_{Nøy}$ er definert lik:

$$T_{Nøy} = 21\,°C \qquad [60]$$

Temperaturspenningene σ_{TEMP}, bruker en temperaturendring på 51 °C.

$$\sigma_{TEMP} = \alpha_{th} \cdot E \cdot \Delta T = 2,4.\Delta T \quad \left[\frac{N}{mm^2}\right] \qquad [61]$$

$$\sigma_{TEMP} = 1,15.10^{-5} * 210000 \cdot (-30 + 21) = 123,17 \ \ N/mm^2$$
$$med\ TEMP_{\min} = -30°C \ \ (\Delta T = 51°C)$$

For å kunne sammlinge med tidligere rapporter definerer vi : $\sigma_{TEMP} = 130\ N/mm^2$

Samlet spenning for senter skinnefot i dynamisk tilstand:

For beskrivelse av Samlet spenning henvises det til kap. 3.1.1.1
Samlet spenning for senter skinnefot i dynamisk tilstand: σ_{SAMLET}

$$\sigma_{SAMLET} = \sigma_{FOT\ DYN} + \sigma_{EGEN\ FOT} + \sigma_{TEMP} \le \sigma_{FLYT\ FOT} \quad \left[\frac{N}{mm^2}\right] \qquad [62]$$

σ_{SAMLET}:	*Resulterende spenning for senter skinnefot i dynamisk tilstand*	*[N/mm2]*
$\sigma_{FOT\ DYN}$:	*Dynamisk skinnespenninger i underkant senter skinnefot*	*[N/mm2]*
$\sigma_{EGEN\ FOT}$:	*Egenspenning i senter skinnefot*	*[N/mm2]*
σ_{TEMP}:	*Temperaturspenningene*	*[N/mm²]*
$\sigma_{FLYT\ FOT}$:	*Skinnens flytspenning i fot*	*[N/mm²]*

$$\sigma_{SAMLET} = 144,77 + 120 + 130 = 394,77\ N/mm^2$$

Den resulterende spenningen for senter skinnefot bør ligge under flytespenning og under strekkfasthet for skinnen. Det bør ikke forekomme permanent plastisk tøyning eller brudd i skinnen.

Spenningen i foten:

$$\sigma_{FLYT\ FOT} = 580\ N/mm^2\ (R260Mn)$$
$$\sigma_{SAMLET} = 394,77 \le \sigma_{FLYT\ FOT} = 580\ N/mm^2 \qquad [63]$$

Utmatting:

For beskrivelse av utmatting henvises det til kap. 3.1.1.1.

$\sigma_{DF\ Tillatt}$ er tillatt spenning i underkant av skinnefot i symmetriaksen på utmatting forårsaket av den dynamiske vertikale hjulkraft ved framføring av materiellet.

$$\sigma_{MEAN} = \sigma_{FOT\ KV.STAT} + \sigma_{EGEN\ FOT} + \sigma_{TEMP} = 90,48 + 120 + 130 = 340,48\ \ N/mm^2$$

Ved bruk av Smiths diagram for stålkvalitet R260, de tillatte hjulframføringspenningene, $\sigma_{DF\ Tillat}$, avleses til 250 N/mm^2.

$$\sigma_{DF\ Tillat\ R260} = 250\ N/mm^2 \quad [64]$$

Smith diagram er fremkommet under idealiserte tilstander i laboratorium. Det må imidlertid tas hensyn til ytre forhold i sporet. Korrosjon kan være en faktor som har sterk innflytelse. På Ofotbanen bør den tillatte trafikkspenningen divideres med en faktor på 1,4 for å ta hensyn til ytre forhold i sporet: sikkerhetsfaktor γ = 1,4.

$$\sigma_{DYN\ FOT\ R260} = 144.77\ N/mm^2 \le \sigma_{DF\ maks} = \frac{\sigma_{DF\ Tillat\ R260}}{\gamma} = \frac{250}{1,4} = 178.6\ N/mm^2$$

$\sigma_{FOT\ DYN}$: Dynamisk skinnespenninger i underkant senter skinnefot [N/mm2]

For skinneprofil 60E2 skulle det ikke være fare for utmatting ved 35 tonns aksellast.
(se Tabell 6.1-A: Oppsummering av spenningene i rett linje med akselkraft = 35 T, avhengig av C: 0,3-0,2-0,15 N/mm3)

Konklusjon: (C = 0,20 N/mm^3, 60E2, 35 tonn)

- Ingen fare for skinnebrudd på grunn av skinnespenninger i senter skinnefot:
  $\sigma_{SAMLET} = 394,77 \le \sigma_{FLYT\ FOT} = 580\ N/mm^2$
- I følge Smiths diagram er det liten eller ingen fare for utmatting av skinneprofil 60E1
  $\sigma_{DF\ maks} > \sigma_{DYN\ FOT};\ \ 178,6N/mm^2 > 144,77N/mm^2$
- Ballasttrykket er for stort for betongsville
  $p_{DYN} > p_{DYN\ MAKS};\ \ 0,403N/mm^2 > 0,30N/mm^2$
- Støttepunktkraften er mindre enn kravet for betongsville
  $S_{DYN} < S_{DYN\ MAKS};\ \ 119,62N/mm^2 < 150N/mm^2$

4.1.2 Sammenstilling av resultater for beregninger med C = 0,20 N/mm^3

I Tabell 4.1-A er beregningsresultatene med ballastsiffer C = 0,20 N/mm^3 vist for aksellast 30 tonns, 32.5 tonns og 35 tonns.

Det er resultatene for de dynamiske tilstandene som er mest interessant. I tillegg kommer spenningene i hjørnene på skinnene inn. De er avhengige av den horisontale kraften, som er avhengig av forholdet mellom de vertikale og de horisontale kreftene, som påføres skinnene av malmvognene. I **Tabell** 4.2-A vises spenningene i hjørnene.

Tabell 4.1-A: Oppsummering av spenningene i rett linje med C = 0,20 N/mm³ avhengig av akselkraft: 30T, 32.5T og 35T

	Skinneprofil	**60E2**		
	Akselkraft P	**30 T**	**32.5 T**	**35 T**
	Stivhet Modul til overbygningskonstruksjon C [N/mm³]	0,20	0,20	0,20
	Skinnekvalitet for bøyning	**R400 HT**	**R400 HT**	**R400 HT**
	Strekkfashet σ_{BRUDD} [N/mm²]	1280,00	1280,00	1280,00
	Material Kvalitet i Fot	**R260Mn**	**R260Mn**	**R260Mn**
	Strekkfashet i fot σ_{BRUDD} [N/mm²]	880,00	880,00	880,00,
	Flytspenning i fot $\sigma_{FLYT\ FOT}$[N/mm²]	580,00	580,00	580,00,
	Maks Hastighet V [km/h]	50,00	50,00	50,00
	Karakteristisk L [mm]	686,56	686,56	686,56
	[3/4] x Π x L [mm]	1617,67	1617,67	1617,67
KVASISTATISK	Hjul vertikal kraft Q_0 [kN]	147,15	159,41	171,675
	Kvasi-statisk vertikal hjulkraft $Q_{KV\text{-}STAT}$	169,2	183,32	197,43
	Nedbøying $y_{KV\ STAT}$ for $Q_{KV\text{-}STAT}$ [mm]	1,08	1,169	1,26
	Bøyemoment $M_{KV\ STAT}$[kNm]	29,04	31,47	33,89
	Spenning i skinnefot symmetriakse, $\sigma_{FOT\ KV\ STAT}$[N/mm2]	**77,56**	**84,02**	**90,48***
	Trykk mot underkant sville $p_{KV\ STAT}$[N/mm2]	0,216	0,23	0,252
	Skinnesetekraft $S_{KV\ STAT}$ [kN]	64,08	69,42	74,76
DYNAMISK	Dynamisk tilleggsfaktor DAF [-]	1,6	1,6	1,6
	Dynamisk vertikal kraft Q_{DYN}[kN]	270,76	293,32	315,88
	Dynamisk Nedbøying y_{DYN} [mm]	1,73	1,9	2,01
	Bøyemoment M_{DYN}[kNm]	46,47	50,35	54,22
	Spenning i skinnefot symmetriakse $\sigma_{FOT\ DYN}$ [N/mm2]	**124,1**	**134,4**	**144,77***
	tillatt $\sigma_{DF,maks}$ [N/mm2]	178,60	178,6	178,60
	Egenspenninger $\sigma_{EGEN\ FOT}$ [N/mm2]	120,00	120	120,00
	Temperaturspenning σ_{TEMP} [N/mm2]	130	130	130
	Svilletrykk p_{DYN} [N/mm2]	**0,35**	**0,37**	**0,40**
	$p_{DYN\ BET.\ SVILLE}$ [N/mm²]	0,30	0,30	0,30
	Svillesetekraft S_{DYN} [kN]	**102,53**	**111,1**	**119,62**
	$S_{DYN\ BET.\ SVILLE}$ [kN]	150	150	150
	σ_{SAMLET} i fot [N/mm²]	374,1	384,43	394,77
	* see 4.1.3			

4.1.3 Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger

De kvasistatiske spenningene bør ikke overstige 10 prosent av spenningen ved brudd: (see 3.1.3)

$$0{,}10 * \sigma_{BRUDD} > Beregnet\ Spenning$$

For 1 280-kvalitet betyr dette: $\sigma_{KV} < 0{,}10 * \sigma_{BRUDD} = 0{,}1 * 1280 = 128 N / mm^2$

For 900-kvalitet (fot) betyr dette: $\sigma_{KV} < 0{,}10 * \sigma_{BRUDD} = 0{,}1 * 880 = 88 N / mm^2$

Tilsvarende bør den dynamiske spenningen ikke overstige 16 % av spenningen i brudd:

$$0{,}16 * \sigma_{BRUDD} > Beregnet\ Spenning$$

For 1 280-kvalitet betyr dette: $\sigma_{DYN} < 0{,}16 * \sigma_{BRUDD} = 0{,}1 * 1280 = 204{,}8 N / mm^2$

For 900-kvalitet (fot) betyr dette: $\sigma_{KV} < 0{,}16 * \sigma_{BRUDD} = 0{,}16 * 880 = 140{,}8 N / mm^2$

I Tabell 4.1-B: Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger i fot (C = 0,20 N/mm^3) vises opptredende kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i senter underkant fot i forhold til de erfaringsmessige grenseverdier.
Rød taller betyr at verdiene overskrider grensekravene til spenninger.

Tabell 4.1-B: Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger i fot (C = 0,20 N/mm^3)

		60E1		
		30 T	**32.5 T**	**35 T**
KVASIT	Krav 900 (N/mm^2)	88,0	88,0	88,0
	Krav 1300 (N/mm^2)	128,0	128,0	128,0
	$\sigma_{FOT\ KV\ STAT}$ (N/mm^2)	**77,56**	**84,02**	**90,48**
DYNAMI	Krav 900 (N/mm^2)	140,8	140,8	140,8
	Krav 1300 (N/mm^2)	204,8	204,8	204,8
	$\sigma_{FOT\ DYN}$ (N/mm^2)	**124,1**	**134,4**	**144,77**

Konklusjon:

- Kravet til kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i underkant skinnefot overskrides lite utfra levetids- og økonomiske vurderinger ved aksellast på 35 tonns med skinneprofil 60E2 for C=0,2 N/mm^3.

4.2 Kombinasjon av horisontale og vertikale krefter Y/Q

4.2.1 Horisontale/laterale krefter Y

For beskrivelse av horisontale/laterale krefter Y henvises det til avsnitt 3.2.1 med underavsnitt.

4.2.2 Skinnespenninger for 60E2, P = 35 tonn

Forutsetninger:

- Ballastsiffer C = 0,20 N/mm^3 (Antatt)
- Skinneprofil 60E2
- Hastighet V = 50 km/h
- Sporstandarden er middels god k = 0,2 (Antatt)
- Grunnverdi L: 686,6 mm
- Eksentrisk belastning på skinnehodet med konstant vertikalkraft Q_{DYN} = 315,9 kN
- Horisontalkraft Y_{DYN} varierer fra 0,3 - 1,2 · Q_{DYN} som angriper skinnehodet i en avstand lik 14 mm under overkant skinnehode
- Egenspenninger
  - Skinnehode : -40,0 N/mm^2
  - Skinnefot : -60,0 N/mm^2
- Temperaturspenninger: σ_{TEMP} = 130,0 N/mm^2

Resultater med konstant Q_{DYN} = 315,9 kN er vist i **Tabell** 4.2-A.
Merknad: Spenningene på grunnet av kurver ($\sigma_{b\ A,B,C,D}$) er ikke tatt med i tabell

Tabell 4.2-A: Spenningene på grunnet av kombinerte laterale og vertikale krefter i yttersiden av skinnene (C = 0,20 N/mm^3)

$(Y/Q)_{Dyn}$ [-]	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20
$Y_{Lat\ Tot\ Dyn}$ [kN]	94,76	126,35	157,94	189,53	221,12	252,71	284,29	315,88	347,47	379,06
σ_{HA} [MPa]	139,59	233,21	326,83	420,45	514,06	607,68	701,30	794,92	888,54	982,15
σ_{FC} [MPa]	345,55	364,45	383,34	402,23	421,13	440,02	458,92	477,81	496,71	515,60
$\sigma_{E\ Hode}$ Egenspenning i hodet [MPa]	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00
$\sigma_{E\ Fot}$ Egenspenning i foten [MPa]	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00
σ_{th} Temperaturspenning [MPa]	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00
$\sigma_{HA\ samlet}$ [MPa]	229,59	323,21	416,83	510,45	604,06	697,68	791,30	884,92	978,54	1072,15
$\sigma_{FC\ samlet}$ [MPa]	415,55	434,45	453,34	472,23	491,13	510,02	528,92	547,81	566,71	585,60

Note:
- Hvite til lysrøde ruter betyr at verdien overskrider aktuell flytespenning for kvalitet-900 (580 N/mm^2);
- røde ruter betyr at verdien overskrider aktuell bruddspenning for kvalitet-900 (880 N/mm^2).
Skinnespenningene i hodeytterkant på 60E2-profilet med C = 0,20 N/mm^3 kunne overskride bruddspenningene ved høye verdier av forholdet $(Y/Q)_{DYN,}$: forholdstall større enn 1,0 for 35 tonn.

5 BEREGNING MED BALLASTSIFFER C = 0,15 N/MM^3

5.1 Vertikale krefter Q

5.1.1 Aksellast P = 35 tonn, 60E2

5.1.1.1 Kvasistatisk tilstand

Aksellast:

$$P = 35T = 343,35\ kN \quad [65]$$

Vertikal hjullast: Q_0

$$Q_0 = \frac{P}{2} \quad [kN] \quad \Rightarrow \quad Q_0 = 171.675\ kN \quad [66]$$

Kvasistatisk tillegg:

For beskrivelse av kvasistatisk tillegg henvises til kap. 3.1.1.1.

$$\Delta Q = 0.15 \cdot Q_0 \quad [kN] \quad \Rightarrow \quad \Delta Q = 25.75\ kN \quad [67]$$

Kvasistatisk kraft: $Q_{KV\text{-}STAT}$

$$Q_{KV-STAT} = (Q_0 + \Delta Q) \quad [kN] \quad \Rightarrow \quad Q_{KV-STAT} = 197,426\ kN \quad [68]$$

Langsvilleoverbygning:

For beskrivelse av langsvillebredde b henvises det til kap. 3.1.1.1.

Bettongsviller JBV 60,

- l = 2.600 mm,
- b1 = 270 mm,
- lengde av ubelastet midtdel på svillen m = 400 mm,
- svilleavstand a = 520 mm.

Så Langsvillebredde:

$$b_2 = \frac{(l-m)\cdot b_1}{2.a} \quad \Rightarrow \quad b_2 = \frac{594000\ mm}{2 * 520\ mm} = 571.15\ mm \quad [69]$$

Ballastsiffer C:

For beskrivelse av ballastsiffer C henvises det til kap. 3.1.1.1

$$C_{RES} = 0.15\ \frac{N}{mm^3} \quad [70]$$

Grunnverdi L/Karakteristisk lengde:

Den karakteristiske lengden L definerer den bærende avstand av en skinne utsatt på en kvasi-statisk kraft i midten (free support).

$$L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E \cdot I}{b_2 \cdot C}} \quad \Rightarrow \quad \boxed{L = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 210000 * 3021.5 * 10^4}{571.15 * 0.15}} = 737,76\ mm} \qquad [71]$$

L	*: Karakteristisk lengde/grunnverdi*	*[mm]*
E	*: Elastisitetsmodul*	*210 000 [N/mm²]*
$I_{x\text{-}x}$	*: Treghetsmoment om X-aksen*	*3021.5 *10⁴ [mm⁴]*
b_2	*: bredde av (fiktiv) langsville*	
C	*: ballastsifferet*	*[N/mm³]*

Hvis akselavstanden i boggien er større enn ¾ π.L= 2,36.L, vil ikke aksel nr. 2 øke skinnespenningen under aksel nr. 1.

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 2,36 \cdot 737,76 = 1738,30\ mm \quad < \quad 1778\ mm$$

akselavstanden i malmvognboggiene 1778 mm

Det betyr at akselavstanden i boggiene på dagens malmvogner er så stor at skinnebelastningen under hver aksel ikke øker på grunn av naboakselen i boggien (største deformasjoner og spenninger i skinnen opptrer direkte under en enkelt aksel i boggien).

Deformasjon/nedbøyning av skinnen: $y_{KV\ STAT}$

$$y_{KV\ STAT} = \frac{Q_{KV-STAT}}{2 \cdot b_2 \cdot C_{DYN} \cdot L} \quad [mm] \Rightarrow \boxed{y_{KV\ STAT} = \frac{197,43}{2 \cdot 571,15 \cdot 0,15 \cdot 737,76} = 1,562\ mm} \quad [72]$$

Moment i skinnen: $M_{KV\ STAT}$

$$M_{KV\ STAT} = Q_{KV-STAT} \cdot \frac{L}{4} \quad [Nmm]$$

$$\Rightarrow \quad \boxed{M_{KV\ STAT} = 197,43 \cdot \frac{737,76}{4} = 36413,24\ kNmm = 36,41\ kNm} \qquad [73]$$

Bøyespenningen midt på skinnefoten (i underkant skinnefot): $\sigma_{FOT\ KV\ STAT}$

$$\sigma_{FOT\ KV.STAT} = \frac{M_{KV.STAT}}{W_{FOT}} \quad \left[N.mm^{-2}\right]$$

$$\Rightarrow \quad \boxed{\sigma_{FOT\ KV.STAT} = \frac{36413,24}{374,5.10^3} = 97,23\ N.mm^{-2}} \qquad [74]$$

*$W_{x\text{-}x}$: motstandsmoment om X-aksen for Skinneprofil 60E2 374,5*10³ [mm³]*

Trykket mot svillens underside: $p_{KV\ STAT}$

For beskrivelse av ballasttrykket henvises det til kap. 3.1.1.1

$$p_{KV\,STATISK} = C_{RES} \cdot y_{KV.STAT} \left[\frac{N}{mm^2}\right] \Rightarrow \boxed{p_{KV\,STATISK} = 0,15 \cdot 1,562 = 0,234\ N.mm^{-2}} \quad [75]$$

Støttepunktkraften under svillen: SKV_{STAT}

For beskrivelse av støttepunktkraften S henvises det til kap. 3.1.1.1

$$S_{KV\,STATISK} = b \cdot a \cdot p_{KV\,STATISK} \left[kN\right]$$

$$\Rightarrow \boxed{S_{KV\,STATISK} = 571,15 \cdot 520 \cdot 0,234.10^{-3} = 69,58\ kN}$$

5.1.1.2 Dynamisk tilstand

For beskrivelse av hastighetsavhengig faktor υ, sporstandard k, standardavvik s og statistisk sikkerhet t henvises det til kap. 3.1.1.1

Dimensjonerende Hastighet på Ofotbanen:

$$V = \ 50\ km.h^{-1}$$

Hastighetsavhengig faktor: υ

For hastigheter V < 60 km/h settes υ = 1,0

Kvaliteten klasse i sporet K:

For Ofotbanen settes K = 0,2

Standardavvik: s

$$s = \kappa \cdot \upsilon = 0,2 * 1 = 0,2 \quad [76]$$

Statistisk sikkerhet: t

t = 3.

Den dynamiske tilleggsfaktor: DAF

$$\mathrm{DAF} = (1 + \mathrm{t} * \mathrm{s}) \ \Rightarrow \boxed{\mathrm{DAF} = (1+3*0,2) = 1,6} \quad [77]$$

Alle dynamiske komponenter beregnes fra kvasistatisk tilstand med å multipliseres med den dynamiske tilleggsfaktor DAF=1,6.

Dynamisk vertikalkraft:

$$Q_{DYN} = Q_{KV.STAT.} \cdot DAF \quad \left[kN\right] \Rightarrow \boxed{Q_{DYN} = 197,43 \cdot 1,6 = \ \ 315,89\ kN} \quad [78]$$

Dynamisk moment:

$$M_{DYN} = M_{KV.STAT.} \cdot DAF \quad \left[kNm\right]$$

$$\Rightarrow \boxed{M_{DYN} = 36413,24 \cdot 1,6 = \ \ 58261,18 kNmm = 58,26\ kN.m} \quad [79]$$

Dynamisk nedbøyning av skinnen: $y_{KV\ STAT}$

$$y_{DYN} = y_{KV.STAT.} \cdot DAF \quad [kN] \Rightarrow \boxed{y_{DYN} = 1,562 \cdot 1,6 = \quad 2,50\ mm} \qquad [80]$$

Dynamisk spenning i underkant skinnefot i symmetriaksen: $\sigma_{FOT\ DYN}$

$$\sigma_{FOT\ DYN} = \sigma_{FOT\ KV.STAT}.DAF\left[\frac{N}{mm^2}\right] \Rightarrow \boxed{\sigma_{FOT\ DYN} = 97,23.1,6 = 155,57\ N.mm^{-2}} \qquad [81]$$

Trykk mot underkant sville under enkeltlast: p_{DYN}

$$p_{DYN} = DAF \cdot p_{KV.STAT.} \left[\frac{N}{mm^2}\right] \Rightarrow \boxed{p_{DYN} = 1,6 \cdot 0,234 = 0,375\ \frac{N}{mm^2}} \qquad [82]$$

Som en «tommelfingerregel» bør ikke ballasttrykket overstige 0,30 N/mm² for betongsviller i dynamisk tilstand, $p_{DYN,MAKS}$.

Belastning på sville i befestigelsen (Svillesetekraft): SDYN

$$S_{DYN} = DAF \cdot S_{KV.STAT.} \quad [kN] \Rightarrow \boxed{S_{DYN} = 1,6 \cdot 69,58 = 111,32\ kN} \qquad [83]$$

5.1.1.3 Skinnespenninger

Skinnespenninger for senter skinnefot:

Selv om 60E2 har høyere stålkvalitet i hodet enn de andre skinnene. Stålkvalitet i foten er bare R260 / 900-kvalitet, minimum strekkfasthet/bruddspenning i foten blir bare:

$\sigma_{BRUDD,\ FOT}$ = 880 N/mm²

$$\sigma_{FOT\ KV.STAT} = 97,23\ N.mm^{-2}$$
$$\sigma_{FOT\ DYN} = 155,57\ N.mm^{-2}$$

Egenspenning for senter skinnefot $\sigma_{EGEN\ FOT}$

Det eksisterende nivået av egenspenninger (residual stress) må tas hensyn til.
Her vi definerer egenspenning i senter skinnefot lik:

$$\boxed{\sigma_{EGEN\ FOT} = 120\ N / mm^2} \qquad [84]$$

$\sigma_{EGEN\ FOT}$ *: Egenspenning i senter skinnefot* *[N/mm²]*

Temperaturspenning : σ_{TEMP}

Endringer i temperaturen gir opphav til longitudinelle spenninger i tverrsnittet i skinneprofilet. Skinnen nøytraltemperatur $T_{Nøy}$ er definert lik:

$$\boxed{T_{Nøy} = 21\,°C} \qquad [85]$$

Temperaturspenningene σ_{TEMP}, bruker en temperaturendring på 51 °C.

$$\sigma_{TEMP} = \alpha_{th} \cdot E \cdot \Delta T = 2,4.\Delta T \quad \left[\frac{N}{mm^2}\right] \qquad [86]$$

$$\sigma_{TEMP} = 1,15.10^{-5} * 210000 \cdot (-30 + 21) = 123,17 \ N/mm^2$$
$$med\ TEMP_{\min} = -30°C \ \ (\Delta T = 51°C)$$

For å kunne sammlinge med tidligere rapporter definerer vi : $\sigma_{TEMP} = 130 \ N/mm^2$

Samlet spenning for senter skinnefot i dynamisk tilstand:

For beskrivelse av Samlet spenning henvises det til kap. 3.1.1.1

Samlet spenning for senter skinnefot i dynamisk tilstand: σ_{SAMLET}

$$\sigma_{SAMLET} = \sigma_{FOT\ DYN} + \sigma_{EGEN\ FOT} + \sigma_{TEMP} \le \sigma_{FLYT\ FOT} \quad \left[\frac{N}{mm^2}\right] \qquad [87]$$

σ_{SAMLET}:	*Resulterende spenning for senter skinnefot i dynamisk tilstand*	*[N/mm2]*
$\sigma_{FOT\ DYN}$:	*Dynamisk skinnespenninger i underkant senter skinnefot*	*[N/mm2]*
$\sigma_{EGEN\ FOT}$:	*Egenspenning i senter skinnefot*	*[N/mm2]*
σ_{TEMP}:	*Temperaturspenningene*	*[N/mm²]*
$\sigma_{FLYT\ FOT}$:	*Skinnens flytspenning i fot*	*[N/mm²]*

$$\sigma_{SAMLET} = 155,57 + 120 + 130 = 405,57 \ N/mm^2$$

Den resulterende spenningen for senter skinnefot bør ligge under flytespenning og under strekkfasthet for skinnen. Det bør ikke forekomme permanent plastisk tøyning eller brudd i skinnen.

Spenningen i foten:

$$\sigma_{FLYT\ FOT} = 580 \ N/mm^2 \ (R260Mn)$$
$$\sigma_{SAMLET} = 405,57 \ \le \sigma_{FLYT\ FOT} = 580 \ N/mm^2 \qquad [88]$$

Utmatting:

For beskrivelse av utmatting henvises det til kap. 3.1.1.1.

$\sigma_{DF\ Tillatt}$ er tillatt spenning i underkant av skinnefot i symmetriaksen på utmatting forårsaket av den dynamiske vertikale hjulkraft ved framføring av materiellet.

$$\sigma_{MEAN} = \sigma_{FOT\ KV.STAT} + \sigma_{EGEN\ FOT} + \sigma_{TEMP} = 97,23 + 120 + 130 = 347,23 \ N/mm^2$$

Ved bruk av Smiths diagram for stålkvalitet R260, de tillatte hjulframføringspenningene, $\sigma_{DF\ Tillat}$, avleses til 250 N/mm².

$$\sigma_{DF\ Tillat\ R260} = 250\ N/mm^2 \quad [89]$$

Smith diagram er fremkommet under idealiserte tilstander i laboratorium. Det må imidlertid tas hensyn til ytre forhold i sporet. Korrosjon kan være en faktor som har sterk innflytelse. På Ofotbanen bør den tillatte trafikkspenningen divideres med en faktor på 1,4 for å ta hensyn til ytre forhold i sporet: sikkerhetsfaktor γ = 1,4.

$$\sigma_{DYN\ FOT\ R260} = 155.57\ N/mm^2 \le \sigma_{DF\ maks} = \frac{\sigma_{DF\ Tillat\ R260}}{\gamma} = \frac{250}{1,4} = 178.6\ N/mm^2$$

$\sigma_{FOT\ DYN}$: Dynamisk skinnespenninger i underkant senter skinnefot [N/mm2]

For skinneprofil 60E2 skulle det ikke være fare for utmatting ved 35 tonns aksellast.
(se Tabell 6.1-A: Oppsummering av spenningene i rett linje med akselkraft = 35 T, avhengig av C: 0,3-0,2-0,15 N/mm3)

Konklusjon: (C = 0,20 N/mm³, 60E2, 35 tonn)

- Ingen fare for skinnebrudd på grunn av skinnespenninger i senter skinnefot:
  $\sigma_{SAMLET} = 405,57 \le \sigma_{FLYT\ FOT} = 580\ N/mm^2$
- I følge Smiths diagram er det liten eller ingen fare for utmatting av skinneprofil 60E2
  $\sigma_{DF\ maks} > \sigma_{DYN\ FOT};\ \ 178,6N/mm^2 > 155,57N/mm^2$
- Ballasttrykket er for stort for betongsville
  $p_{DYN} > p_{DYN\ MAKS};\ \ 0,375N/mm^2 > 0,30N/mm^2$
- Støttepunktkraften er mindre enn kravet for betongsville
  $S_{DYN} < S_{DYN\ MAKS};\ \ 111,32N/mm^2 < 150N/mm^2$

5.1.2 Sammenstilling av resultater for beregninger med C = 0,15 N/mm³

I Tabell 5.1-A er beregningsresultatene med ballastsiffer C = 0,15 N/mm³ vist for aksellast 30 tonns, 32.5 tonns og 35 tonns.

Det er resultatene for de dynamiske tilstandene som er mest interessant. I tillegg kommer spenningene i hjørnene på skinnene inn. De er avhengige av den horisontale kraften, som er avhengig av forholdet mellom de vertikale og de horisontale kreftene, som påføres skinnene av malmvognene. I Tabell 5.1-B vises spenningene i hjørnene.

Tabell 5.1-A: Oppsummering av spenningene i rett linje med C = 0,15 N/mm³ avhengig av akselkraft: 30T, 32.5T og 35T

	Skinneprofil	**60E2**		
	Akselkraft P	**30 T**	**32.5 T**	**35 T**
	Stivhet Modul til overbygningskonstruksjon C [N/mm³]	0,15	0,15	0,15
	Skinnekvalitet for bøyning	**R400 HT**	**R400 HT**	**R400 HT**
	Strekkfashet σ_{BRUDD} [N/mm²]	1280,00	1280,00	1280,00
	Material Kvalitet i Fot	**R260Mn**	**R260Mn**	**R260Mn**
	Strekkfashet i fot σ_{BRUDD} [N/mm²]	880,00	880,00	880,00,
	Flytspenning i fot $\sigma_{FLYT\ FOT}$ [N/mm²]	580,00	580,00	580,00,
	Maks Hastighet V [km/h]	50,00	50,00	50,00
	Karakteristisk L [mm]	737,8	737,8	737,8
	[3/4] x Π x L [mm]	1738,3	1738,3	1738,3
KVASISTATISK	Hjul vertikal kraft Q_0 [kN]	147,15	159,41	171,675
	Kvasi-statisk vertikal hjulkraft $Q_{KV\text{-}STAT}$ [kN]b	169,2	183,32	197,43
	Nedbøying $y_{KV\ STAT}$ for $Q_{KV\text{-}STAT}$ [mm]	1,34	1,45	1,56
	Bøyemoment $M_{KV\ STAT}$ [kNm]	31,21	33,81	36,41
	Spenning i skinnefot symmetriakse, $\sigma_{FOT\ KV\ STAT}$ [N/mm2]	**83,34**	**90,29***	**97,23***
	Trykk mot underkant sville $p_{KV\ STAT}$ [N/mm2]	0,203	0,218	0,234
	Skinnesetekraft $S_{KV\ STAT}$ [kN]	59,64	64,61	69,57
DYNAMISK	Dynamisk tilleggsfaktor DAF [-]	1,6	1,6	1,6
	Dynamisk vertikal kraft Q_{DYN} [kN]	270,76	293,32	315,88
	Dynamisk Nedbøying y_{DYN} [mm]	2,15	2,32	2,50
	Bøyemoment M_{DYN} [kNm]	45,94	54,1	58,26
	Spenning i skinnefot symmetriakse $\sigma_{FOT\ DYN}$ [N/mm2]	**133,35**	**144,46***	**155,57***
	tillatt $\sigma_{DF,maks}$ [N/mm2]	178,60	178,6	178,60
	Egenspenninger $\sigma_{EGEN\ FOT}$ [N/mm2]	120,00	120	120,00
	Temperaturspenning σ_{TEMP} [N/mm2]	130	130	130
	Svilletrykk p_{DYN} [N/mm2]	**0,32**	**0,35**	**0,38**
	$p_{DYN\ BET.\ SVILLE}$ [N/mm²]	0,30	0,30	0,30
	Svillesetekraft S_{DYN} [kN]	**95,41**	**103,37**	**111,32**
	$S_{DYN\ BET.\ SVILLE}$ [kN]	150	150	150
	σ_{SAMLET} i fot [N/mm²]	383,35	394,46	405,57
	* see 5.1.3			

5.1.3 Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger

De kvasistatiske spenningene bør ikke overstige 10 prosent av spenningen ved brudd: (see 3.1.3)

$$0{,}10 * \sigma_{BRUDD} > Beregnet\ Spenning$$

For 1 280-kvalitet betyr dette: $\sigma_{KV} < 0{,}10 * \sigma_{BRUDD} = 0{,}1 * 1280 = 128 N / mm^2$

For 900-kvalitet (fot) betyr dette: $\sigma_{KV} < 0{,}10 * \sigma_{BRUDD} = 0{,}1 * 880 = 88 N / mm^2$

Tilsvarende bør den dynamiske spenningen ikke overstige 16 % av spenningen i brudd:

$$0{,}16 * \sigma_{BRUDD} > Beregnet\ Spenning$$

For 1 280-kvalitet betyr dette: $\sigma_{DYN} < 0{,}16 * \sigma_{BRUDD} = 0{,}1 * 1280 = 204{,}8 N / mm^2$

For 900-kvalitet (fot) betyr dette: $\sigma_{KV} < 0{,}16 * \sigma_{BRUDD} = 0{,}16 * 880 = 140{,}8 N / mm^2$

I Tabell 4.1-B: Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger i fot (C = 0,20 N/mm^3) vises opptredende kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i senter underkant fot i forhold til de erfaringsmessige grenseverdier.
Rød taller betyr at verdiene overskrider grensekravene til spenninger.

Tabell 5.1-B: Kontroll av kvasistatiske- og dynamiske spenninger i fot (C = 0,20 N/mm^3)

		60E1		
		30 T	**32.5 T**	**35 T**
KVASIT	Krav 900 (N/mm^2)	88,0	88,0	88,0
	Krav 1300 (N/mm^2)	128,0	128,0	128,0
	$\sigma_{FOT\ KV\ STAT}$ (N/mm^2)	**83,34**	**90,29***	**97,23***
DYNAMI	Krav 900 (N/mm^2)	140,8	140,8	140,8
	Krav 1300 (N/mm^2)	204,8	204,8	204,8
	$\sigma_{FOT\ DYN}$ (N/mm^2)	**133,35**	**144,46***	**155,57***

Konklusjon:

- Kravet til kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i underkant skinnefot overskrides utfra levetids- og økonomiske vurderinger ved aksellast på 35 tonns (og 32,5T) med skinneprofil 60E2 for C=0,15 N/mm^3.

5.2 Kombinasjon av horisontale og vertikale krefter Y/Q

5.2.1 Horisontale/laterale krefter Y

For beskrivelse av horisontale/laterale krefter Y henvises det til avsnitt 3.2.1 med underavsnitt.

5.2.2 Skinnespenninger for 60E2, P = 35 tonn

Forutsetninger:

- Ballastsiffer C = 0,15 N/mm^3 (Antatt)
- Skinneprofil 60E2
- Hastighet V = 50 km/h
- Sporstandarden er middels god k = 0,2 (Antatt)
- Grunnverdi L: 737,76 mm
- Eksentrisk belastning på skinnehodet med konstant vertikalkraft Q_{DYN} = 315,9 kN
- Horisontalkraft Y_{DYN} varierer fra 0,3 - 1,2 · Q_{DYN} som angriper skinnehodet i en avstand lik 14 mm under overkant skinnehode
- Egenspenninger
  - Skinnehode : -40,0 N/mm^2
  - Skinnefot : -60,0 N/mm^2
- Temperaturspenninger: σ_{TEMP} = 130,0 N/mm^2

Resultater med konstant Q_{DYN} = 315,9 kN er vist i **Tabell** 4.2-A.
Merknad: Spenningene på grunnet av kurver ($\sigma_{b\ A,B,C,D}$) er ikke tatt med i tabell

Tabell 5.2-A: Spenningene på grunnet av kombinerte laterale og vertikale krefter i yttersiden av skinnene (C = 0,15 N/mm^3)

$(Y/Q)_{Dyn}$ [-]	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20
$Y_{Lat\ Tot\ Dyn}$ [kN]	94,76	126,35	157,94	189,53	221,12	252,71	284,29	315,88	347,47	379,06
σ_{HA} [MPa]	133,42	227,04	320,65	414,27	507,89	601,51	695,13	788,74	882,36	975,98
σ_{FC} [MPa]	354,81	373,71	392,60	411,50	430,39	449,28	468,18	487,07	505,97	524,86
$\sigma_{E\ Hode}$ Egenspenning i hodet [MPa]	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00
$\sigma_{E\ Fot}$ Egenspenning i foten [MPa]	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00
σ_{th} Temperaturspenning [MPa]	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00
$\sigma_{HA\ samlet}$ [MPa]	223,42	317,04	410,65	504,27	597,89	691,51	785,13	878,74	972,36	1065,98
$\sigma_{FC\ samlet}$ [MPa]	424,81	443,71	462,60	481,50	500,39	519,28	538,18	557,07	575,97	594,86

Note:
- Hvite til lysrøde ruter betyr at verdien overskrider aktuell flytespenning for kvalitet-900 (580 N/mm^2);
- røde ruter betyr at verdien overskrider aktuell bruddspenning for kvalitet-900 (880 N/mm^2).
Skinnespenningene i hodeytterkant på 60E2-profilet med C = 0,15 N/mm^3 kunne overskride bruddspenningene ved høye verdier av forholdet $(Y/Q)_{DYN,}$: forholdstall større enn 1,0 for 35 tonn.

6 SAMMENSTILLING AV RESULTATER FOR BEREGNINGER MED 35T AKSELKRAFT, C = 0,3-0,2-0,15 N/MM^3

C = 0,30 N/mm^3, 60E2, 35 tonn

- Ingen fare for skinnebrudd på grunn av skinnespenninger i senter skinnefot:
  $\sigma_{SAMLET} = 380,82 \leq \sigma_{FLYT\ FOT} = 580\ N/mm^2$
- I følge Smiths diagram er det liten eller ingen fare for utmatting av skinneprofil 60E2
  $\sigma_{DF\ maks} > \sigma_{DYN\ FOT};\ \ 178,6N/mm^2 > 130,82N/mm^2$
- Ballasttrykket er for stort for betongsville
  $p_{DYN} > p_{DYN\ MAKS};\ \ 0,46N/mm^2 > 0,30N/mm^2$
- Støttepunktkraften er mindre enn kravet for betongsville
  $S_{DYN} < S_{DYN\ MAKS};\ \ 132,39N/mm^2 < 150N/mm^2$
- Kravet til kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i underkant skinnefot overskrides ikke utfra levetids- og økonomiske vurderinger ved aksellast på 35 tonns med skinneprofil 60E2 for C=0,3 N/mm^3.
- Skinnespenningene i hodeytterkant på 60E2-profilet med C = 0,30 N/mm^3 kunne overskride bruddspenningene ved høye verdier av forholdet $(Y/Q)_{DYN,}$ dvs. forholdstall større enn 1,0 for 35 tonn. Det overskrider flyttespenning ved forholdstall større enn 0.6 (Det er plastikke deformasjoner av hodet som vil bestemmer levetid på skinner). (Merknad: Spenningene på grunnet av kurver ($\sigma_{b\ A,B,C,D}$) er ikke tatt med i tabel)

C = 0,20 N/mm^3, 60E2, 35 tonn

- Ingen fare for skinnebrudd på grunn av skinnespenninger i senter skinnefot:
  $\sigma_{SAMLET} = 394,77 \leq \sigma_{FLYT\ FOT} = 580\ N/mm^2$
- I følge Smiths diagram er det liten eller ingen fare for utmatting av skinneprofil 60E2
  $\sigma_{DF\ maks} > \sigma_{DYN\ FOT};\ \ 178,6N/mm^2 > 144,77N/mm^2$
- Ballasttrykket er for stort for betongsville
  $p_{DYN} > p_{DYN\ MAKS};\ \ 0,403N/mm^2 > 0,30N/mm^2$
- Støttepunktkraften er mindre enn kravet for betongsville
  $S_{DYN} < S_{DYN\ MAKS};\ \ 119,62N/mm^2 < 150N/mm^2$
- Kravet til kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i underkant skinnefot overskrides lite utfra levetids- og økonomiske vurderinger ved aksellast på 35 tonns med skinneprofil 60E2 for C=0,2 N/mm^3.
- Skinnespenningene i hodeytterkant på 60E2-profilet med C = 0,20 N/mm^3 kunne overskride bruddspenningene ved høye verdier av forholdet $(Y/Q)_{DYN,}$: forholdstall større enn 1,0 for 35 tonn. Det overskrider flyttespenning ved forholdstall større enn 0.6 (Det er plastikke deformasjoner av hodet som vil bestemmer levetid på skinner). (Merknad: Spenningene på grunnet av kurver ($\sigma_{b\ A,B,C,D}$) er ikke tatt med i tabel)

C = 0,15 N/mm^3, 60E2, 35 tonn

- Ingen fare for skinnebrudd på grunn av skinnespenninger i senter skinnefot:
  $\sigma_{SAMLET} = 405,57 \leq \sigma_{FLYT\ FOT} = 580\ N/mm^2$
- I følge Smiths diagram er det liten eller ingen fare for utmatting av skinneprofil 60E2
  $\sigma_{DF\ maks} > \sigma_{DYN\ FOT};\ \ 178,6N/mm^2 > 155,57N/mm^2$
- Ballasttrykket er for stort for betongsville
  $p_{DYN} > p_{DYN\ MAKS};\ \ 0,375N/mm^2 > 0,30N/mm^2$
- Støttepunktkraften er mindre enn kravet for betongsville
  $S_{DYN} < S_{DYN\ MAKS};\ \ 111,32N/mm^2 < 150N/mm^2$
- Kravet til kvasistatiske og dynamiske skinnespenninger i underkant skinnefot overskrides utfra levetids- og økonomiske vurderinger ved aksellast på 35 tonns (og 32,5T) med skinneprofil 60E2 for C=0,15 N/mm^3.
- Skinnespenningene i hodeytterkant på 60E2-profilet med C = 0,15 N/mm^3 kunne overskride bruddspenningene ved høye verdier av forholdet $(Y/Q)_{DYN,}$: forholdstall større enn 1,0 for 35 tonn. Det overskrider flyttespenning ved forholdstall større enn 0.6 (Det er plastikke deformasjoner av hodet som vil bestemmer levetid på skinner). (Merknad: Spenningene på grunnet av kurver ($\sigma_{b\ A,B,C,D}$) er ikke tatt med i tabel)

Konklusjon

Beregningsresultatene viser at ut fra faren for skinnebrudd og utmatting kan 60E2 beholdes i hovedspor ved en aksellastøkning til 35 tonn. Spenningene er høyre enn på 30T. Det er ingen utfordring i fot. Det kan oppstå plastisk deformasjoner på hjørnene av skinnene.

Skinnebruddfrekvensen p.g.a. utmatting må imidlertid forventes å øke i skinneprofil, spesielt ved lavere ballastsiffer, dvs. C ≤ 0,20 N/mm^3 (verdier nærmere utmatting grenseverdier).
Den tekniske levetiden vil forventes å bli redusert på grunn av økt utvalsing i skinnehodet. Det blir slitasje og plastikke deformasjoner på hodet langt før utmatting eller skinne brudd treffer.

Dagens betongsviller vil dessuten kunne få noe redusert levetid p.g.a. raskere nedknusing ved økt aksellast til 35 tonn. Det kan bli kompensert med brukt av svillematter (see kapitel om USP).

6.1 Oppsummeringstabeller

Tabell 6.1-A: Oppsummering av spenningene i rett linje med akselkraft = 35 T, avhengig av C: 0,3-0,2-0,15 N/mm3

	Skinneprofil	**60E2**		
	Akselkraft P	**35 T**	**35 T**	**35 T**
	Stivhet Modul til overbygningskonstruksjon C [N/mm^3]	0,15	0,20	0,30
	Skinnekvalitet for bøyning	**R400 HT**	**R400 HT**	**R400 HT**
	Strekkfashet σ_{BRUDD} [N/mm^2]	1280,00	1280,00	1280,00
	Material Kvalitet i Fot	**R260Mn**	**R260Mn**	**R260Mn**
	Strekkfashet i fot σ_{BRUDD} [N/mm^2]	880,00,	880,00,	880,00,
	Flytspenning i fot $\sigma_{FLYT\ FOT}$ [N/mm^2]	580,00,	580,00,	580,00,
	Maks Hastighet V [km/h]	50,00	50,00	50,00
	Karakteristisk L [mm]	737,8	686,56	620,4
	[3/4] x Π x L [mm]	1738,3	1617,67	1461,73
KVASISTATISK	Hjul vertikal kraft Q_0 [kN]	171,675	171,675	171,675
	Kvasi-statisk vertikal hjulkraft $Q_{KV\text{-}STAT}$ [kN]b	197,43	197,43	197,43
	Nedbøying $y_{KV\ STAT}$ for $Q_{KV\text{-}STAT}$ [mm]	1,56	1,26	0,93
	Bøyemoment $M_{KV\ STAT}$ [kNm]	36,41	33,89	30,62
	Spenning i skinnefot symmetriakse, $\sigma_{FOT\ KV\ STAT}$ [N/mm2]	**97,23***	**90,48***	**81,76**
	Trykk mot underkant sville $p_{KV\ STAT}$ [N/mm2]	0,234	0,252	0,28
	Skinnesetekraft $S_{KV\ STAT}$ [kN]	69,57	74,76	82,74
DYNAMISK	Dynamisk tilleggsfaktor DAF [-]	1,6	1,6	1,6
	Dynamisk vertikal kraft Q_{DYN} [kN]	315,88	315,88	315,88
	Dynamisk Nedbøying y_{DYN} [mm]	1,936	2,01	1,486
	Bøyemoment M_{DYN} [kNm]	58,26	54,22	48,99
	Spenning i skinnefot symmetriakse $\sigma_{FOT\ DYN}$ [N/mm2]	**155,57***	**144,77***	**130,8**
	tillatt $\sigma_{DF,maks}$ [N/mm2]	178,60	178,60	178,60
	Egenspenninger $\sigma_{EGEN\ FOT}$ [N/mm2]	120,00	120,00	120,00
	Temperaturspenning σ_{TEMP} [N/mm2]	130	130	130
	Svilletrykk p_{DYN} [N/mm2]	**0,38**	**0,40**	**0,45**
	$p_{DYN\ BET.\ SVILLE}$ [N/mm^2]	0,30	0,30	0,30
	Svillesetekraft S_{DYN} [kN]	**111,32**	**119,62**	**132,39**
	$S_{DYN\ BET.\ SVILLE}$ [kN]	150	150	150
	σ_{SAMLET} i fot [N/mm^2]	405,57	394,77	380,92
	* see 0			

Tabell 6.1-B: Spenningene på grunnet av kombinerte laterale og vertikale krefter i yttersiden av skinnene i rett linje, akselkraft = 35 T, avhengig av C: 0,3-0,2-0,15 N/mm³

Y	$(Y/Q)_{Dyn}$ [-]	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20
	$Y_{Lat\ Tot\ Dyn}$ [kN]	94,76	126,35	157,94	189,53	221,12	252,71	284,29	315,88	347,47	379,06
σ_{const}	$\sigma_{E\ Hode}$ Egenspenning i hodet [MPa]	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00	-40,00
	$\sigma_{E\ Fot}$ Egenspenning i foten [MPa]	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00	-60,00
	σ_{th} Temperaturspenning [MPa]	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00	130,00
C=0,3	σ_{HA} [MPa]	147,12	240,74	334,35	427,97	521,59	615,21	708,83	802,44	896,06	989,68
	σ_{FC} [MPa]	334,26	353,16	372,05	390,95	409,84	428,73	447,63	466,52	485,42	504,31
	$\sigma_{HA\ samlet}$ [MPa]	237,12	330,74	424,35	517,97	611,59	705,21	798,83	892,44	986,06	1079,68
	$\sigma_{FC\ samlet}$ [MPa]	404,26	423,16	442,05	460,95	479,84	498,73	517,63	536,52	555,42	574,31
C=0,2	σ_{HA} [MPa]	139,59	233,21	326,83	420,45	514,06	607,68	701,30	794,92	888,54	982,15
	σ_{FC} [MPa]	345,55	364,45	383,34	402,23	421,13	440,02	458,92	477,81	496,71	515,60
	$\sigma_{HA\ samlet}$ [MPa]	229,59	323,21	416,83	510,45	604,06	697,68	791,30	884,92	978,54	1072,15
	$\sigma_{FC\ samlet}$ [MPa]	415,55	434,45	453,34	472,23	491,13	510,02	528,92	547,81	566,71	585,60
C=0,15	σ_{HA} [MPa]	133,42	227,04	320,65	414,27	507,89	601,51	695,13	788,74	882,36	975,98
	σ_{FC} [MPa]	354,81	373,71	392,60	411,50	430,39	449,28	468,18	487,07	505,97	524,86
	$\sigma_{HA\ samlet}$ [MPa]	223,42	317,04	410,65	504,27	597,89	691,51	785,13	878,74	972,36	1065,98
	$\sigma_{FC\ samlet}$ [MPa]	424,81	443,71	462,60	481,50	500,39	519,28	538,18	557,07	575,97	594,86

Merknad:
- Hvite til lysrøde ruter betyr at verdien overskrider aktuell flytespenning for kvalitet-900 (580 N/mm²);
- røde ruter betyr at verdien overskrider aktuell bruddspenning for kvalitet-900 (880 N/mm²).
- Spenningene på grunnet av kurver ($\sigma_{b\ A,B,C,D}$) er ikke tatt med i tabell

7 REFERANSER

[1] Coenraad Esveld: Modern Railway Track, Second Edition, Nederland 2001
[2] Evert Andersson; Mats Berg; Sebastian Stichel: Spårfordons dynamik, Stockholm 2002
[3] Fritz Fastenrath; VERLAG ERNST & SOHN: Die Eisenbahnschiene, BERLIN, MÜNCHEN, DüSSELDORF
[4] J. Eisenmann, G. Leykauf og L. Mattner: «Vorschläge Erhöhung der Oberbauelastizität»
[5] Eisenbahntechnische Rundschau 1994 7/8
[6] Rapport 4.7, 30 tonn på Ofotbanen, Drift og vedlikehold, Overbygning, Beregning av skinnespenninger 1996
[7] Prøvekjøring med 32,5 tonn aksellast på Ofotbanen, Beregning av skinnespenninger 2016
[8] Hallstein Gåsemyr, EL 18 på Flåmsbana, 06.05.2014

OFOTBANEN, 35 TONN AKSELLAST

OFOTBANEN

Skinnevandring, Hjulkontakt, Betongsville 35 t Ofotbanen Valg av Sporkonstruksjon



01		20.04.2018	Gas		
Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av

Ofotbanen **Narvik havn - Vassijaure** **Ofotbanen, 35 tonn aksellast** **Skinnevandring, Hjulkontakt, Betongsville 35 t Ofotbanen** **Valg av Sporkonstruksjon**	Ant. sider **100**	Fritekst 1d	
		Fritekst 2d	
		Fritekst 3d	
	Produsent		
	Prod. dok. nr.		
	Erstatning for		
	Erstattet av		
Prosjektnr.:	Dokument nr.		Rev. **01**
BANE NOR	Dokument nr.		Rev.

1 INNHOLD 6

2 VURDERING AV SKINNEVANDRING VED BREMSING 9

2.1 FRAMFØRING I KONSTANT HASTIGHET 9
2.2 BEREGNING AV LANGSGÅENDE KREFTER 9
2.3 FRAMFØRING I BREMSET TILSTAND TIL FULL STOPP VED BLOKKBREMSING 12
2.4 ANTAKELSE OM KRITISK TILSTAND MHT. ADHESJONSKOEFFISIENT FOR NEDBREMSING TIL FULL STOPP VED BLOKKBREMSING 16
2.5 ADHESJONSFORHOLD MED EL BREMS FRA LOKOMOTIV 16
2.6 KONSEKVENSER FOR NEDBREMSING TIL FULL STOPP 17

3 OFOTBANEN, BREMSELENGDER FOR 35,00 TONN AKSELLAST 18

3.1 BREMSEKRAFT FOR NEDBREMSING TIL FULL STOPP 18
3.1.1 Innledning 18
3.1.2 Beregning iht. TRV, signal 18
3.1.3 Beregning iht. mekanisk betraktning av parameterne i bane 18
3.2 BEREGNING AV NØDVENDIG BREMSEKRAFT SOM FUNKSJON AV AKSELLASTEN 19
3.3 KONKLUSJON 21
3.4 TILLEGGSVURDERING 21

4 OFOTBANEN,BREMSEKRAFT FOR 35,00 TONNS AKSELLAST 23

4.1 BREMSEKRAFT FOR OPPRETTHOLDELSE AV KONSTANT HASTIGHET 23
4.1.1 Innledning 23
4.1.2 Bremsing med blokkskiver 23
4.1.3 Bremsing med El brems fra lokomotiv 24
4.2 SAMMENLIGNING MED 30 TONNS AKSELLAST 26
4.3 KRAV TIL ADHESJON FOR EL BREMS MED KAPASITET PÅ 750 KN 27

5 OFOTBANEN 35,00 TONNS AKSELLAST BREMSELENGDE3 28

5.1 VURDERING AV BREMSELENGDE KNYTTET TIL SIGNAL 28
5.1.1 Innledning 28
5.1.2 Beregning iht. TRV, signal 28
5.1.3 Beregning iht. mekanisk betraktning av parameterne i bane 28
5.2 OFOTBANEN, BREMSELENGDER FOR 32,50 TONN AKSELLAST 29
5.3 BREMSEKRAFT FOR NEDBREMSING TIL FULL STOPP 31
5.4 REFERANSE FRA BREMSEPRØVER FOR MALMVOGN FAMMOORR F ^{050} PÅ MALMBANAN I SVERIGE. 31
5.4.1 Innledning 31
5.4.2 Referanse til bremseprøvingen på Malmbanen i Sverige 31
5.4.3 Referansetilfelle 1 31
5.4.4 Referansetilfelle 2 32
5.5 VURDERING OG KONSEKVENSER FOR OFOTBANEN 33
5.5.1 Beregning for 30,00 tonns aksellast 34
5.5.2 Beregning for 35,00 tonns aksellast 35
5.6 KONKLUSJON 36
5.7 VURDERING AV TERMISK BELASTNING 36

6 SKINNEBEFESTIGELSE MED ELASTISK UNDERLAGSPLATE 40

6.1 RETT STREKNING OG KURVER MED STORE RADIER 40
6.2 KURVER MED SMÅ RADIER; YKV = 0,30 · QKV 41
6.3 KURVER MED SMÅ RADIER; YKV = 0,40 · QKV 42
6.4 KURVER MED SMÅ RADIER; $Y_{KV} = 0{,}45 \cdot Q_{KV}$ 43

7 HJUL-SKINNE KONTAKTMEKANIKK 46

7.1 INNLEDNING 46
7.2 VURDERING AV BEREGNINGSMETODER 47
7.3 PROFIL FOR HJUL OG SKINNER PÅ OFOTBANEN 47
7.4 VURDERINGSPARAMETERER FOR SLITASJE OG UTMATTING 48
7.5 ELLIPTISK KONTAKTFLATE 49

7.6 TABELLER 49
7.7 PARAMETERE FOR BEREGNING AV KONTAKTSPENNINGER 53

8 OFOTBANEN, STØT OG SLAGKREFTER FOR 35,00 TONNS AKSELLAST 55

8.1 STØT- OG SLAGKREFTER VED LASKEDE SKJØTER, HJULSLAG OG SVEISESKJØTER 55
8.1.1 Innledning 55
8.1.2 Beregning av P1 og P2 krefter i skjøter i lasket spor 55
8.1.3 Virkning av hjulslag 59
8.1.4 Krefter på grunn av dårlige sveiseskjøter 63
8.1.5 Dobbelflens på hjulbane 64
8.2 KONKLUSJON 64

9 OFOTBANEN; BETONGSVILLER FOR 35 TONNS AKSELLAST 65

9.1 INNLEDNING 65
9.2 KONKLUSJON 65
9.3 VURDERING AV INNFLYTELSE AV LENGDE PÅ BETONGSVILLE VED MOMENTBETRAKTNING 65
9.4 DISTRIBUSJON AV LANGSGÅENDE LASTER 67
9.4.1 Flere elastiske sjikt i overbygningen 69
9.5 DYNAMISK BALLASTSIFFER ELLER DYNAMISK BALLASTSTIVHET 69
9.6 BEREGNING AV DE ENKELTE KOEFFISIENTER FOR DYNAMISK TILSTAND 69
9.6.1 Karakteristisk lengde 69
9.6.2 Belastet flate under sville 70
9.6.3 Lastfordelingsfaktor k_d 70
9.6.4 Faktor for beregning av hastighetsavhengig dynamisk tillegg k_v 71
9.6.5 Mellomlegg mellom skinne og sville for redusering av spissbelastning på betongsviller k_P 72
9.6.6 Valget av faktor er i tråd med anbefalingene i EN 13230–6: 2015 (E) Anneks Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 72
9.6.7 Formel for dynamisk kraft i skinnesete på betongsvillen 72
9.6.8 Koeffisient for momentberegning 72
9.7 DIMENSJONERINGSKRITERIER OG DESIGN 72
9.7.1 Tilfelle 1: Beregning av lastfordelingsfaktor k_d 73
9.7.2 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 75
9.7.3 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv 76
9.8 BEREGNING AV BØYEMOMENTER I SVILLE 76
9.8.1 Seksjon for skinnesete 76
9.8.2 Seksjon svillemidt 77
9.9 TILSTAND FOR HARD UNDERGRUNN (FROSSET BALLAST) 78
9.9.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 81
9.9.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv 81
9.10 BEREGNING AV BELASTNING PÅ SVILLE UTEN SVILLEMATTE 81
9.10.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 84
9.10.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv 84
9.11 TILSTAND FOR FROSSET BALLAST 85
9.11.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 86
9.11.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv 86
9.12 BEREGNING AV BØYEMOMENTER I SVILLE 87
9.12.1 Seksjon for skinnesete 87
9.12.2 Seksjon svillemidt 88

10 SPORKONSTRUKSJON MED SVILLEMATTER, SPORDYNAMIKK 91

10.1 INNLEDNING 91
10.2 VURDERING 92
10.3 GJENNOMFØRING AV BEREGNINGER FOR ET DYNAMISK SYSTEM 92
10.4 PARAMETERVERDIER 92
10.5 SPORETS RESONANSFREKVENSER 93
10.6 SPORETS RESEPTANS, STATISK OG DYNAMISK BALLASTSIFFER, FORMEL FOR BEREGNING AV DYNAMISK VERTIKALKRAFT PÅ SPORET 93
10.7 DYNAMISK BEREGNINGER I BØLGESPEKTER 3 – 25 M MED VERTIKAL PILHØYDEFEIL LIK 0,006 M (6 MM) 93

10.7.1 Dynamiske beregninger i relevante bølgespektre på skinnehodet med vertikal ruhet.... 93
10.7.1.1 Grafer for sporets reseptans, dynamisk ballastsiffer, vognens reseptans, dynamisk vertikalkraft for bølgelengder i sporet i bølgebandet 1,50 – 25,00 m ... 94
10.7.1.2 Grafer for sporets reseptans, dynamisk ballastsiffer, vognens reseptans, dynamisk vertikalkraft for bølgelengder på skinnehode med definert ruhet ... 96
10.8 VERIFISERING AV SPORKVALITET LIKE ETTER PAKKING OG PÅ ET SENERE TIDSPUNKT ... 98

11 REFERANSER ... 100

Tabeller

Tabell 5.4-A: Verdier på relevante parametere ved bremseprøving i tabell 4 i [10] ... 31
Tabell 7.3-A: Tverrprofil og Hjul på Ofotbanen relatert til sporets kurvatur ... 47
Tabell 7.4-A: Parametere for vurdering av økning av aksellast fra 30,00 tonn til 32,50 tonn til 35,00 tonn på Ofotbanen ... 48
Tabell 7.6-A: Forhold mellom normalkraft, eventuelt vertikalkraft, økning i kraften (faktor) og økning i maksimal spenning (faktor) ... 49
Tabell 7.6-B: Hjulprofil for malmvogner og skinneprofil på Ofotbanen ... 49
Tabell 7.6-C: Gjennomsnittlige verdier for belastning i kontaktflaten hjul/skinne for forskjellige profil uttrykt i N/mm2 for 30,00 tonns aksellast [13] ... 50
Tabell 7.6-D: Belastningsverdier beregnet for aksellast 35,000 tonn ... 50
Tabell 7.6-E: Belastningsverdier beregnet for aksellast 35,00 tonn ... 50
Tabell 7.6-F: Relative forhold mellom normalkraft og kontaktspenninger ved rullende kontakt ... 51
Tabell 7.6-G: Resulterende spenninger iht. von Mises med utgangspunkt i radius i profil for skinnehodet lik 0,290 m for forskjellige hjulbaneprofil ... 52
Tabell 7.6-H: Resulterende spenninger iht. von Mises med utgangspunkt i radius i profil for skinnehodet lik 0,300 m for forskjellige hjulbaneprofil ... 52
Tabell 8.1-A: P1 og P2 krefter og vedlikehold ... 57
Tabell 9.2-A: Momenter i JBV60 betongsville med svillematter ... 65
Tabell 9.2-B: Momenter i JBV60 betongsville uten svillematter ... 65
Tabell 9.3-A: Generell momentbelastning på betongsviller med varierende lengder ... 67
Tabell 9.12-A: Momenter i JBV60 betongsville med svillematter ... 90
Tabell 9.12-B: Momenter i JBV60 betongsville uten svillematter ... 90
Tabell 10.4-A: Vognmateriell ... 92
Tabell 10.4-B: Spordata med svillematter ... 93
Tabell 10.5-A: Resonansfrekvenser for sporet ... 93

Figurer

Figur 2.2-A: Modell for vurdering av skinnevandring ved bremsing; svilleavstand skal være 520 mm (ikke 600 mm som vist) ... 9
Figur 3.2-A: Kraftbilde ved blokkbremsing ... 20
Figur 4.1-A: Kraftbilde ved blokkbremsing ... 24
Figur 4.1-B: Modell for beregning av El brems ... 25
Figur 4.2-A: Modell for beregning av El brems ... 26
Figur 5.2-A: Bremsetid og bremselengde for et malmtog under test med utgangshastighet 50 km/h; nødbrems for aksellast lik 32,50 tonn og stoppstrekning lik 683 m. ... 30
Figur 5.4-A: Bremsetid for et malmtog med utgangshastighet 44 km/h i spor med fallende gradient lik 11 promille; stoppstrekningen er angitt til 467 m ... 32
Figur 5.4-B: Bremsetid for et malmtog med utgangshastighet 66 km/h i spor med fallende gradient lik 10 promille; stoppstrekningen er angitt til 836 m ... 33
Figur 5.7-A: Prinsippskisse ... 40
Figur 7.5-A: Elliptisk kontaktflate mellom hjul og skinne ... 49
Figur 8.1-A: Helning av skinne i lasket skjøt ... 55
Figur 8.1-B: Varianter av lasket skjøt ... 55
Figur 8.1-C: Skisse av modell for beregning av støtkrefter og slagkrefter ... 56
Figur 8.1-D: Hjul/skinne diagram for støtkrefter illustrert ved P1 og P2; abscissen viser millisekunder for opptreden av kreftene; ordinaten viser mulig forhold mellom dynamisk kraft og statisk kraft fra et hjul ... 56
Figur 8.1-E: Hjul med hjulslag ... 60
Figur 8.1-F: 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 ... 60
Figur 8.1-G: Typiske eksempler for P1 og P2 krefter; P1 øker med hastighet og P2 er praktisk konstant; diagrammene er ment å være orienterende og beskrivende. Størrelsen på kreftene har med hensyn til beregning ikke relasjon til 35,00 tonns aksellast på Ofotbanen ... 61
Figur 8.1-H: Grafene viser hvordan de dynamiske krefter kan øke med framføringshastigheten til materiellet for skinne og sville i forhold til statisk hjulkraft; det dynamiske tillegget kan bli betydelig for sviller i et lavere hastighetsnivå som er typisk for Ofotbanen ... 62

Figur 8.1-I: Betydning av hjulslagets dybde for størrelsen på den vertikale kraft på tre- og betongsviller for aksellast lik 22,50 tonn og hastighet lik 30 km/h; de største kreftene opptrer i dette hastighetsnivået og det bemerkes at hastigheten på Ofotbanen er 50 km/h 62
Figur 8.1-J: Dynamisk virkning av mindre bra utført sveis som funksjon av tid 63
Figur 8.1-K: Dynamisk tilleggsfaktor som funksjon av hastighet når et hjul passerer over en mindre bra utført sveis 64
Figur 8.1-L: Dobbelflens på hjulbane som blant annet kan oppstå ved blokkbremsing 64
Figur 9.3-A: Beregning av opptredende momenter på betongsville DB B70 ut fra fordeling av spenninger i ballastsengen 66
Figur 9.3-B: Statisk system for beregning av momentfordeling 66
Figur 9.6-A: Reaksjonskrefter fra pukk ved forskjellig opptredende tilstander av belastning under sville 70
Figur 9.6-B: Faktor for dynamisk akselkraft 71
Figur 9.7-A: Design av betongsville JBV 60 72
Figur 9.8-A: Betongsville JBV 60 76
Figur 9.8-B: Modell for beregning av bøyningsmoment i seksjon for skinnesete 77
Figur 9.8-C: Geometri for sville for beregning av moment i svillemidt 78
Figur 9.12-A: Betongsville JBV 60 87
Figur 9.12-B: Modell for beregning av bøyningsmoment i seksjon for skinnesete 88
Figur 9.12-C: Geometri for sville for beregning av moment i svillemidt 89
Figur 10.1-A: Beskatningsparameter for sporkonstruksjon og rullende materiell som funksjon av bølgelengder og hastighet (Forskningssjef ved SIEMENS boggi fabrikker i Graz, Østerrike, Dr. Ing. A. Haigermoser i et UIC seminar i Paris) 91
Figur 10.3-A: Modellering av dynamisk belastning på sporkonstruksjon ved betraktning av frekvenser relatert til bølgelengder i sporet og ruhet på skinnehodet samt hastighet 92
Figur 10.7-A: Sporets reseptans som funksjon av frekvens 94
Figur 10.7-B: Sporets dynamiske ballastsiffer som funksjon av frekvens 94
Figur 10.7-C: Vognens reseptans som funksjon av frekvens 95
Figur 10.7-D: Variasjon av den dynamiske vertikalkraft 95
Figur 10.7-E: Sporets reseptans som funksjon av frekvens 96
Figur 10.7-F: Sporets dynamiske ballastsiffer som funksjon av frekvens 96
Figur 10.7-G: Vognens reseptans som funksjon av frekvens 97
Figur 10.7-H: Variasjon av den dynamiske vertikalkraft 97
Figur 10.8-A: Grafer for sporets kvalitet registrert ved målevognkjøring like etter pakking 98
Figur 10.8-B: Grafer for sporets kvalitet registrert ved målevognkjøring på et senere tidspunkt 98
Figur 10.8-C: Global analyse for vertikale bølger på Ofotbanen (blå graf) 99
Figur 10.8-D: Global analyse for bølger sideveis på Malmbanan (blå graf) 99

1 INNHOLD

Skinnevandring

Det legges opp til en sporkonstruksjon som består av betongsviller med senteravstand 520 mm og med befestigelse med med fjærer med nødvendig klemkraft.
Det forventes ikke at det vil oppstå skinnevandring eller sporvandring ved framføring i konstant hastighet på linje i fallende gradient ved bruk av blokkbremser fra vogner. Adhesjonskoeffisient som må benyttes, er meget lav.
Det forventes ikke at det vil oppstå skinnevandring eller sporvandring ved framføring for nedbremsing til full stopp på linje i fallende gradient ved bruk av blokkbremser fra vogner.
Ved utøvelse av El dynamisk brems med kapasitet på 750 kN fra lokomotiv fordelt på 24 aksler er det en mulig at sporvandring kan oppstå.

Bremsing

Det er vurdert 3 ulike tilstander mht. bremsing fra malmtog med aksellast på 35,00 tonn på spor på linje i fallende gradient på 17,50 ‰ (mm/m):

- Bremsekraft for nedbremsing til full stopp
- Bremekraft for opprettholdelse av konstant hastighet
- Test for 32,50 tonn aksellast på Ofotbanen for nedbremsing til full stopp ved nødbrems

I tillegg vurderes belastning mot sporet ved full utnyttelse av kapasitet ved El dynamisk brems fra lokomotivet.

Vanlig driftsbrems, nødbrems og El dynamisk brems fra lokomtivet benytter adhesjon mot sporet.

Normalt er adhesjonskoeffisienten lav. Dersom det benyttes samme bremsekraft for 35,00 tonns aksellast som for 30,00 tonns aksellast, vil aspektet føre til lengre bremselengder.
I forbindelse med testen for nødbrems for 32,50 tonns aksellast ble det notert en samlet bremselengde på 683 m.

Belastning på befestigelse på elastisk underlag

I en beregning for en kombinasjon av vertikalkraft og horisontalkraft i en befestigelse med elastisk underlagsplate er det antatt en stivhet på 140 kN/mm.
Det er beregnet at fjærene vil klare en belastning av vertikalkraft og horisontal i kombinasjon på $Y_{KV} = 0{,}45 \cdot Q_{KV}$ med Q_{KV} lik ca. 180,00 kN. Fjæren på den ene siden av befestigelsen vil da bli utsatt for en spennkraft på 10,00 kN.

Hjul/skinne kontakt

Ved rullende kontakt blir økningen i kontaktspenningene mellom hjul og skinne relativt beskjeden på grunn av stålets tverrkontraksjon ved samme hjuldiameter på vognene. Kontaktspenningene er beregnet for en elliptisk kontaktflate med ellipsoidal spenningsfordeling iht. Hertz teori..
Forhold mellom normalkraft, eventuelt vertikalkraft, økning i kraften (faktor) og økning i maksimal spenning (faktor): Økning av resulterende belastning fra skjærspenning og spenning på grunn av bremsing blir også relativ moderat. Beregningene er utført iht. hypotese til von Mises.
Testkjøring med bruk av nødbrems viste en adhesjonskoeffisient < 0,04 som tilsvarer en retardasjon på ca. 0,32 m/s^2 på en linje i fallende gradient på ca. 15 – 17 promille.

Støt og slag

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.

Støt- og slagkreftene benevnes P1 som opptrer på skinnehode og P2 som opptrer lenger nede i overbygnigen noe mikrosekunder senere.

Sviller

Det må benyttes betongsviller. Betongsvillen dimensjoneres etter EN 13230-serie-&:2015 (E).
Svillelengde på 2,60 m er å foretrekke framfor en svillelengde på 2,50 m på grunn av momentfordelingen på bøyning i enden av svillen og i svillemidt.
Betongsvillen må ha større tverrsnitt i svilleende enn i svillemidt.
Svilleavstand på Ofotbanen er 0,52 m.
Det er en forutsetning at betongsvillen har tett forbindelse mot ballastsengen over hele betongsvillens lengde. Det må ikke forekomme løs kontakt mellom svilleende og pukksteinene i ballastlaget slik at betongsvillen rir på midten da den i en slik stilling vil brekke.

I skinnebefestigelsen må anvendes en relativ stiv mellomleggsplate med stivhet minimum på 140 kN/mm. Dette innebærer at spissbelastningen mot svillen i skinnesete dempes i mindre grad enn ved en mykere mellomlegsplate. Det vil være nødvendig å benytte svillematte for å oppnå en bedre lastfordeling.

Sviller matter

Det vil være nødvendig å benytte svillematte for å oppnå en bedre lastfordeling. Anvendelse av svillematter reduserer bøyemomentene.
I Overbygning/Betongsviller – Tekniske spesifikasjoner er det gitt følgende krav for karakteristiske bøyemoment for sville JBV 60 uten svillematte:

- Positiv karakteristisk bøyemoment skinnesete $M_{k,\,r,\,pos}$: 16,80 kNm
- Positiv karakteristisk bøyemoment i svillemidt $M_{k,\,c,\,pos}$: 7,80 kNm
- Negativ karakteristisk bøyemoment i svillemidt $M_{k,\,c,\,neg}$: 10,50 kNm

For dimensjonering av betongsvillen med og uten svillematte er det benyttet følgende fjærkarateristikker for de elastiske sjikt:

- Fjærstivhet for ballastsengen $k_B = 12 \cdot 10^4$ N/mm (tilsvarer $C_B = 0{,}40$ N/mm^3)
- Fjærstivhet for mellomlegget mellom skinne og sville $k_{RP} = 1{,}40 \cdot 10^5$ N/mm (lik 140 ·kN/mm og $C_{RP} = 0{,}47$ N/mm^3)
- Fjærstivhet for svillematte $k_{SM} = 9 \cdot 10^4$ N/mm (tilsvarer $C_{SM} = 0{,}30$ N/mm^3)

Iht. opplysninger fra leverandør og Trafikverket er den korrekte fjærstivhet som vil bli brukt på på svillemattene, $C_{SM} = 0{,}24$ N/mm^3. I beregningene er benyttet $C_{SM} = 0{,}30$ N/mm^3. Dette har i praksis ingen innflytelse.

Svillemattene gir et viktig bidrag til å redusere bøyemomentene i svilleende under svillesete og i feltmidt. Årsaken er at lastfordelingsfaktoren blir bedre.
Ved bruk av svillematte med definert fjærkarakteristisk blir bøyemomentene omtrent de samme som er definert for sville JBV 60.

Det anbefales bruk av svillematte for å oppnå en jevnere belastning på betongsvillens underside og for pukksteinene i det øverste laget i ballastsenfen. Spissbelastninngen reduseres betydelig. Forskning bekrefter at spissbelastningen halveres.

Det er en liten overskridelse i bøyemomentene i forhold til kravspesfifikasjonen for sville JBV 60 ved bruk av svillematter; det bør diskuteres hvorvidt vi kan benytte denne svillen for 35 tonns aksellast; det er i beregningene benyttet de høyeste verdiene for de ulike koeffisientene som inngår i prosedyren iht. normen.

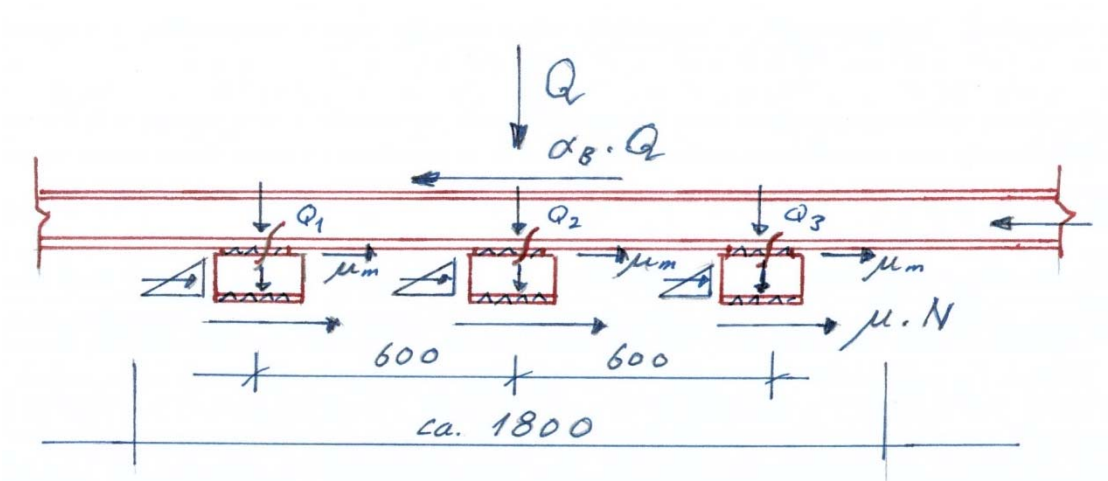
2 VURDERING AV SKINNEVANDRING VED BREMSING

2.1 Framføring i konstant hastighet

Det utføres en beregning for vurdering av skinnevandring ved blokkbremsing for framføring i konstant hastighet med aksellast 35,00 tonn.
I notatet Ofotbanen_35,00 tonn_bremselengde 2 er det beregnet at retardasjonen blir r_X = 0,172 m/s^2 og at tilhørende adhesjonskoeffisient er α_B = 0,0175 i en fallende gradient på linjen på 17,50 ‰.
Denne informasjonen legges til grunn.

2.2 Beregning av langsgående krefter

Figur 2.2-A beskriver situasjonen.



Figur 2.2-A: Modell for vurdering av skinnevandring ved bremsing; svilleavstand skal være 520 mm (ikke 600 mm som vist)

Det er følgende vurderingsparametere:

- Hjulkraft: Q (kN)
- Fordeling av hjulkraft over 3 sviller: Q1; Q2; Q3 (kN)
- Friksjonskoeffisient mellom skinne og sville: μ_m
- Friksjonskoeffisient mellom sville og pukk: μ
- Vertikalkraft mot pukk: N (kN)
- Motstandskraft i pukk mot sville: H (kN); ikke angitt, men inntegnet

$$Q_{HJUL} = \frac{1}{2} \cdot 35{,}00 \cdot 9{,}81 = 171{,}60\ kN$$

Det blir antatt at skjevlast kan opptre. Det legges derfor til grunn en opptredende skjevkraft lik:

$$Q_{KV} = 186{,}00\ kN$$

Akselavstand er 1,79 m og avstand mellom svillene er 0,52 m. Det kan derfor antas at hjulkraften Q_{KV} fordeler seg over 3 sviller. Over befestigelsen i den midtre svillen antas å virke 50 % av kraften og for hver av de 2 ytre svillene på hver side av den midtre svillen virker 25 % av hjulkraften.

For befestigelsen i den midtre svillen virker:

$$Q2 = Q_{KV\ MIDTRE} = \frac{1}{2} \cdot 186{,}00 = 93{,}00\ kN$$

I befestigelsen for de 2 ytre svillene gjelder:

$$Q1 = Q3 = Q_{KV\ YTRE} = \frac{1}{4} \cdot 186{,}00 = 46{,}50\ kN$$

Adhesjonskraften mot skinnehodet over midtre sville:

$$\alpha_B \cdot Q_{KV\ MIDTRE} = 0{,}0175 \cdot 93{,}00 = 1{,}63\ kN$$

Adhesjonskraften mot skinnehodet over hver av de ytre svillene:

$$\alpha_B \cdot Q_{KV\ YTRE} = 0{,}0175 \cdot 46{,}50 = 0{,}82\ kN$$

Klemkraften til fjærene i befestigelsen over hver sville må ha en definert kapasitet for at skinnen ikke skal bevege seg i forhold til svillen. Det benyttes normalt Pandrol befestigelse med klemfjærer som har en relativt høy klemkraft; også for slitte komponenter i befestigelsen. Det legges til grunn en samlet klemkraft for 2 fjærer i befestigelsen lik:

$$2 \cdot 6{,}00 = 12{,}00\ kN$$

Resulterende klemkraft i befestigelsen >> $\alpha_B \cdot Q_{KV\ MIDTRE}$. Dette medfører at skinnen normalt ikke vil bevege seg i forhold til svillen.
I tillegg vil det normalt være friksjon mellom skinne og sville på grunn av mellomleggsplaten uttrykt ved friksjonskoeffisienten μ_m.
Det skal benyttes skinner med vekt på 60 kg/m i overbygningskonstruksjonen. Dette gir en normalkraft over sville for hver skinne:

$$\Delta N1 = 60{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 9{,}81 = 0{,}300\ kN$$

Betongsvillen antas å ha en vekt på ca. 270 kg. Dette gir en normalkraft for halv sporbredde mot pukk:

$$\Delta N2 = \frac{1}{2} \cdot 270{,}00 \cdot 9{,}81 = 1{,}30\ kN$$

Samlet vertikalkraft mot ballastsengen (mot pukk fra midtre sville):

$$N2 = Q2 + \Delta N1 + \Delta N2 = 93{,}000 + 0{,}300 + 1{,}30 = 94{,}60\ kN$$

Det antas tett forbindelse mellom betongsville og pukk slik at pukken utøver et passivt trykk mot sidevegg av betongsvillen. Det kan antas et passivt trykk mot halve betongsville lik ΔH = 0,50 kN.
Friksjonskoeffisient for midtre betongsville mot ballastsengen μ_{MIDTRE} beregnes:

$$\mu = \frac{H}{N} = \frac{\alpha_B \cdot Q - \Delta H}{N} = \frac{1{,}63 - 0{,}50}{94{,}60} = 0{,}012$$

Samlet vertikalkraft mot ballastsengen (mot pukk fra ytre sville):

$$N1 = Q1 + \Delta N1 + \Delta N2 = 46{,}50 + 0{,}300 + 1{,}30 = 48{,}10\ kN$$

Friksjonskoeffisient for ytre betongsville mot ballastsengen μ_{YTRE} beregnes:

$$\mu = \frac{H}{N} = \frac{\alpha_B \cdot Q - \Delta H}{N} = \frac{0{,}82 - 0{,}50}{48{,}10} = 0{,}006$$

I en idealisert framføring er beskjeden friksjon under sville tilstrekkelig. Det passive trykket fra pukken mot betongsville er med på å utøve kapasitet mot sporvandring.
Det er i ovennevnte beregninger forutsatt nøytraltemperatur. Ved avvik i nøytraltemperaturen må spenninger i skinnen beregnes som da kommer i tillegg. Det antas et avvik på 30 °C som kan representere en gjennomsnittsverdi. For 60 kgs skinner gir dette en langsgående skinnekraft lik:

$$S = \alpha_{th} \cdot \Delta t \cdot E \cdot A = 1{,}15 \cdot 10^{-5} \cdot 30 \cdot 2{,}10 \cdot 10^{5} \cdot 7648 = 554\ kN$$

Spørsmålet er over hvor lang strekning denne kraften kan fordeles over svillene. Det er naturlig å anta at topografien kan legges til grunn for vurdering. Det antas en lengde på 200 m.
Motstand som befestigelsen må utøve, beregnes. Over 200 meter strekning er antall sviller:

$$n = \frac{200}{0{,}52} = 380 \quad sviller$$

Det er 2 klemfjærer for hver befestigelse; til sammen blir dette 760 klemfjærer for en skinne:
Kraft på hver klemfjær:

$$\frac{554}{760} = 0{,}730\ kN$$

Adhesjonskraften fra framføring av malmtoget mot en klemfjær i befestigelsen beregnes til (midtre sville):

$$\frac{1}{2} \cdot \alpha_B \cdot Q_{KV\ MIDTRE} = \frac{1}{2} \cdot 1{,}63 = 0{,}82\ kN$$

Til sammen gir dette:

$$(0{,}730 + 0{,}82) = 1{,}55\ kN < 6{,}00\ kN$$

Adhesjonskraften fra framføring av malmtoget for en klemfjær i befestigelsen beregnes til (ytre sville):

$$\frac{1}{2} \cdot \alpha_B \cdot Q_{KV\ YTRE} = \frac{1}{2} \cdot 0{,}82 = 0{,}41\ kN$$

Til sammen gir dette:

$$(0{,}730 + 0{,}41) = 1{,}14\ kN < 6{,}00\ kN$$

Med en fordeling av kraften i skinne på grunn av avvik i nøytraltemperaturen på 380 sviller beregnes friksjon fra underside av sville mot pukk for hver sville som får belastning fra hjul og temperaturendring. For midtre sville gjelder:

$$\mu = \frac{2 \cdot \alpha_B \cdot Q_{KV\ MIDTRE} + 2 \cdot \frac{S}{380} - 2 \cdot \Delta H}{2 \cdot N} = \frac{2 \cdot 1{,}63 + 2 \cdot \frac{554}{380} - 2 \cdot 0{,}50}{2 \cdot 94{,}60}$$

$$\mu = \frac{H}{N} = \frac{3{,}26 + 2{,}92 - 1{,}00}{189{,}20} = 0{,}0274$$

Fordelt over en belastet flate på 0,60 m^2 i underside av betongsville er nødvendig friksjonskoeffisient for å hindre sporvandring meget lav. Vandring av sporstigen vil ikke forekomme forutsatt at det er tett forbindelse mellom sville og pukk.
Med en fordeling av kraften i skinne på grunn av avvik i nøytraltemperaturen på 380 sviller beregnes friksjon fra underside av sville mot pukk for hver sville som får belastning fra hjul og temperaturendring. For ytre sville gjelder:

$$\mu = \frac{2 \cdot \alpha_B \cdot Q_{KV\ YTRE} + 2 \cdot \frac{S}{380} - 2 \cdot \Delta H}{2 \cdot N} = \frac{2 \cdot 0{,}82 + 2 \cdot \frac{554}{380} - 2 \cdot 0{,}50}{2 \cdot 48{,}10}$$

$$\mu = \frac{1{,}64 + 2{,}92 - 2 \cdot 0{,}50}{2 \cdot 48{,}10} = 0{,}037$$

Fordelt over en belastet flate på 0,60 m^2 i underside av betongsville er nødvendig friksjonskoeffisient for å hindre sporvandring meget lav. Vandring av sporstigen vil ikke forekomme forutsatt at det er tett forbindelse mellom sville og pukk.

2.3 Framføring i bremset tilstand til full stopp ved blokkbremsing

Det refereres til notat Ofotbanen_35,00 tonn_bremselengde1.
I notatet ble benyttet en adhesjonskoeffisient α_B = 0,07 som er vesentlig større enn den adhesjonskoeffisient som behøves for framføring med konstant hastighet. En verdi av α_B lik 0,07 tilsvarer skinner med lavere friksjon og er den laveste verdi som toget kan ha ved nedbremsing til full stopp. Adhesjonskoeffisient α_B= 0,07 er relatert til bestemmelsene i TRV Signal.
Statisk hjulkraft inkludert skjevlast ved balansert hastighet antas:

$$Q_{KV} = 186{,}00\,kN$$

Ved nedbremsing til full stopp i sirkelkurve og overgangskurve vil det inntreffe en omfordeling av vertikalkreftene på indre og ytre skinnestreng. Det antas en økning i mest belastet skinnestreng:

$$\Delta Q_{KV} = 14\ kN$$

Største kvasistatisk hjulkraft blir:

$$Q_{KV.STAT.} = 200\ kN$$

Akselavstand er 1,79 m og avstand mellom svillene er 0,52 m. Det kan derfor antas at hjulkraften $Q_{KV\ STAT}$ fordeler seg over 3 sviller. Over befestigelsen i den midtre svillen antas å

virke 50 % av kraften og for hver av de 2 ytre svillene på hver side av den midtre svillen virker 25 % av hjulkraften.
For befestigelse i den midtre sville virker:

$$Q2 = Q_{KV\ MIDRTRE} = \frac{1}{2} \cdot 200{,}00 = 100{,}00\ kN$$

I befestigelsen for de 2 ytre svillene gjelder:

$$Q1 = Q3 = Q_{KV\ YTRE} = \frac{1}{4} \cdot 200{,}00 = 50{,}00\ kN$$

Adhesjonskraften mot skinnehodet over midtre sville:

$$\alpha_B \cdot Q_{KV\ MIDTRE} = 0{,}070 \cdot 100{,}0 = 7{,}00\ kN$$

Adhesjonskraften mot skinnehodet over hver av de ytre skinnene:

$$\alpha_B \cdot Q_{KV\ YTRE} = 0{,}070 \cdot 50{,}00 = 3{,}50\ kN$$

Klemkraften til fjærene i befestigelsen over hver sville må ha en definert kapasitet for at skinnen ikke skal bevege seg i forhold til svillen. Det benyttes normalt Pandrol befestigelse med klemfjærer som har en relativt høy klemkraft; også for slitte komponenter i befestigelsen. Det behøves en samlet klemkraft for 2 fjærer i befestigelsen minst lik:

$$\alpha_B \cdot Q_{KV\ MIDTRE} = 0{,}070 \cdot 100{,}0 = 7{,}00\ kN$$

Nominell klemkraft for fjærer mot skinnefot er normalt 10,00 – 12,00 kN under forutsetning av uslitte komponenter i befestigelsen. For 2 fjærer blir samlet klemkraft 20,00 – 24,00 kN > 7,00 kN.
Beregnet nødvendig klemkraft tilsvarer minimumskravet for en fjær i befestigelsen i helsveist spor ved nøytraltemperatur i skinnene. Med den beregnede nødvendige klemkraft kan trolig skinnen bevege seg i forhold til svillen.
Det må settes strenge krav til toleranser både for nominell klemkraft i fjærene og til nominelle mål for komponentene i befestigelsen.
For hver av de ytre skinnene er den opptredende adhesjonskraft < den samlede antatt nødvendige klemkraft:

$$\alpha_B \cdot Q_{KV\ YTRE} = 0{,}070 \cdot 50{,}00 = 3{,}50\ kN$$

I tillegg vil det normalt være friksjon mellom skinne og sville på grunn av mellomleggsplaten uttrykt ved friksjonskoeffisienten μ_m. Aspektet kan i noen grad bidra.
Det skal benyttes skinner med vekt på 60 kg/m i overbygningskonstruksjonen. Dette gir en normalkraft over hver sville for hver skinne:

$$\Delta N1 = 60{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 9{,}81 = 0{,}300\ kN$$

Betongsvillen antas å ha en vekt på ca. 270 kg. Dette gir en normalkraft for halv sporvidde mot pukk:

$$\Delta N2 = \frac{1}{2} \cdot 270{,}00 \cdot 9{,}81 = 1{,}30\ kN$$

Samlet vertikalkraft mot ballastsengen (mot pukk fra midtre sville) fra en skinne:

$$N2 = Q2 + \Delta N1 + \Delta N2 = 100{,}00 + 0{,}300 + 1{,}300 = 101{,}60\ kN$$

Det antas tett forbindelse mellom betongsville og pukk slik at pukken utøver et passivt trykk mot betongsvillen. Det antas at et passivt trykk mot halve betongsvillen lik ΔH = 0,50 kN.
Friksjonskoeffisient for midtre betongsville mot ballastsengen μ_{MIDTRE} beregnes:

$$\mu_{MIDTRE} = \frac{H}{N} = \frac{2 \cdot \alpha_B \cdot Q_{KV\ MIDTRE} - 2 \cdot \Delta H}{2 \cdot N2}$$

$$\mu_{MIDTRE} = \frac{H}{N} = \frac{2 \cdot 0{,}070 \cdot 100{,}00 - 2 \cdot 0{,}50}{2 \cdot 101{,}60} = 0{,}064$$

Samlet vertikalkraft mot ballastsengen (mot pukk fra ytre sville) fra en skinne:

$$N1 = Q1 + \Delta N1 + \Delta N2 = 50{,}00 + 0{,}300 + 1{,}300 = 51{,}60\ kN$$

Det antas tett forbindelse mellom betongsville og pukk slik at pukken utøver et passivt trykk mot betongsvillen. Det antas at et passivt trykk mot halve betongsvillen lik ΔH = 0,50 kN.
Friksjonskoeffisient for ytre betongsville mot ballastsengen μ_{YTRE} beregnes:

$$\mu_{YTRE} = \frac{H}{N} = \frac{2 \cdot \alpha_B \cdot Q_{KV\ YTRE} - 2 \cdot \Delta H}{2 \cdot N1}$$

$$\mu_{YTRE} = \frac{H}{N} = \frac{2 \cdot 0{,}070 \cdot 50{,}00 - 2 \cdot 0{,}50}{2 \cdot 51{,}60} = 0{,}058$$

I en idealisert framføring er beskjeden friksjon under sville tilstrekkelig. Det passive trykket fra pukken mot betongsvillens langside er med på å utøve kapasitet mot sporvandring.
Over en belastet flate på 0,60 m^2 antas at det er tilstrekkelig friksjon mellom pukk og underside av betongsville.
Det er i ovennevnte beregninger forutsatt nøytraltemperatur. Ved avvik i nøytraltemperaturen må spenninger i skinnen beregnes som da kommer i tillegg. Det antas et avvik på 15 °C som kan representere en gjennomsnittsverdi. For 60 kgs skinner gir dette en langsgående skinnekraft lik:

$$S = \alpha_{th} \cdot \Delta t \cdot E \cdot A = 1{,}15 \cdot 10^{-5} \cdot 30 \cdot 2{,}10 \cdot 10^{5} \cdot 7648 = 554\ kN$$

Spørsmålet er over hvor lang strekning denne kraften kan fordeles over svillene. Det er naturlig å anta at topografien kan legges til grunn for vurdering. Det antas en lengde på 200 m.
Motstand som befestigelsen må utøve, beregnes. Over 200 meter strekning er antall sviller:

$$n = \frac{200}{0{,}52} = 380 \quad sviller$$

Det er 2 klemfjærer for hver befestigelse; til sammen blir dette 760 klemfjærer for en skinne:
Kraft på hver klemfjær:

$$\frac{554}{760} = 0{,}73\ kN$$

Adhesjonskraften fra framføring av malmtoget for en klemfjær i befestigelsen beregnes til (midtre sville):

$$\frac{1}{2} \cdot \alpha_B \cdot Q_{KV\ MIDTRE} = \frac{1}{2} \cdot 0{,}070 \cdot 100{,}00 = 3{,}50\ kN$$

Til sammen gir dette:

$$(0{,}730 + 3{,}500) = 4{,}23\ kN < 6{,}00\ kN$$

Adhesjonskoeffisienten fra framføring av malmtoget for en klemfjær beregnes (ytre sville):

$$\frac{1}{2} \cdot \alpha_B \cdot Q_{KV\ YTRE} = \frac{1}{2} \cdot 0{,}070 \cdot 50{,}00 = 1{,}75\ kN$$

Til sammen gir dette:

$$(0{,}730 + 1{,}750) = 2{,}48\ kN < 6{,}00\ kN$$

Med en fordeling av spenningen på 380 sviller beregnes friksjon fra underside av sville mot pukk for hver sville som får belastning fra hjul og temperaturendring. For midtre sville gjelder:

$$\mu_{MIDTRE} = \frac{2 \cdot \alpha_B \cdot Q_{KV\ MITRE} + 2 \cdot \frac{S}{380} - 2 \cdot \Delta H}{2 \cdot N} = \frac{2 \cdot 7{,}0 + 2 \cdot \frac{554}{380} - 2 \cdot 0{,}50}{2 \cdot 101{,}60}$$

$$\mu_{MIDTRE} = \frac{H}{N} = \frac{14{,}00 + 2{,}92 - 1{,}00}{203{,}20} = 0{,}078$$

Fordelt over en belastet flate på 0,60 m^2 i underside av betongsville er nødvendig friksjonskoeffisient for å hindre sporvandring moderat. Vandring av sporstigen vil trolig ikke forekomme forutsatt at det er tett forbindelse mellom sville og pukk.
Med en fordeling av spenningen på 380 sviller beregnes friksjon fra underside av sville mot pukk for hver sville som får belastning fra hjul og temperaturendring. For ytre sville gjelder:

$$\mu_{YTRE} = \frac{2 \cdot \alpha_B \cdot Q_{KV\ YTRE} + 2 \cdot \frac{S}{380} - 2 \cdot \Delta H}{2 \cdot N} = \frac{2 \cdot 3{,}50 + 2 \cdot \frac{554}{380} - 2 \cdot 0{,}50}{2 \cdot 48{,}10}$$

$$\mu_{YTRE} = \frac{7{,}00 + 2{,}92 - 2 \cdot 0{,}50}{2 \cdot 51{,}60} = 0{,}0864$$

Fordelt over en belastet flate på 0,60 m^2 i underside av betongsville er nødvendig friksjonskoeffisient for å hindre sporvandring moderat. Vandring av sporstigen vil trolig ikke forekomme forutsatt at det er tett forbindelse mellom sville og pukk.

2.4 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 midtre betongsville:

$$Q_{KV.MIDTRE.} = 100,00\ kN$$

Adhesjonskraft mot skinnehodet over befestigelsen:

$$\alpha_B \cdot Q_{KV.MIDTRE.} = 0,20 \cdot 100,00 = 20,00\ kN$$

Adhesjonskraften blir lik kapasiteten for 2 klemfjærer i befestigelsen hvor det legges til grunn nominelle mål på komponenter (ikke slitte isolatorer). En adhesjonskoeffisient $\alpha_B > 0,20$ vil føre til skinnevandring.
Friksjonskoeffisient for betongsvillen mot ballastsengen μ beregnes:

$$\mu_{MIDTRE} = \frac{H}{N} = \frac{2 \cdot \alpha_B \cdot Q_{KV.MIDTRE.} - \Delta H}{2 \cdot N} = \frac{40,00 - 1,00}{2 \cdot 101,60}\ kN = 0,19$$

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 30 °C er samlet kraft i skinnen beregnet til 277 kN. Det er antatt at denne kraften virker over en lengde på 200 m.
Kraft på en fjær blir:

$$\left(\frac{1}{2} \cdot 20,00 + 0,730\right) = 10,73\ kN \quad > \quad 6,00\ kN$$

Aspektet vil føre til skinnevandring.

2.5 Adhesjonsforhold med El brems fra lokomotiv

El brems kan benyttes ved nødvendig bremsing for framføring i konstant hastighet og ved nedbremsing til full stopp.
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 horisontal kraft mot skinnehodet fra hvert hjul:

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

Denne kraften antas å bli fordelt med 50 % over midtre sville og med 25 % over hver av de ytre svillene. For befestigelse på midtre sville blir den langsgående kraft:

$$\frac{1}{2} \cdot F_{\alpha B} = \frac{1}{2} \cdot 31{,}25 = 15{,}63\ kN \quad > \quad 12{,}00\ kN$$

Det er antatt at 2 fjærer med slitte komponenter har en kapasitet på 12,00 kN for hver befestigelse. Beregningen viser at skinnevandring vil oppstå.
Friksjonskoeffisienten mot midtre betongsville blir:

$$\mu_{MIDTRE} = \frac{\frac{1}{2} \cdot F_{\alpha B} - \Delta H}{N} = \frac{15{,}63 - 0{,}50}{101{,}60} = 0{,}15$$

Friksjonskoeffisienten må betraktes som relativ stor og fører trolig til vandring av sporstigen.
Dersom det antas en kraft i skinnen på grunn av temperaturendring på 277 kN, øker kraften på en fjær til 10,365 kN.
Koeffisient mot ballastsengen:

$$\mu_{MIDTRE} = \frac{H}{N} = \frac{15{,}63 + \frac{554}{380} - 0{,}50}{101{,}60} = \frac{15{,}63 + 1{,}46 - 0{,}50}{101{,}60} = 0{,}163$$

Dette vil trolig gi vandring av sporstigen.

2.6 Konsekvenser for nedbremsing til full stopp

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.
Under ellers like forhold i sporet vil aspektet kunne føre til skjevstilling av sviller i sporet dersom adhesjonsforholdene blir store nok.

3 OFOTBANEN, BREMSELENGDER FOR 35,00 TONN AKSELLAST

3.1 Bremsekraft for nedbremsing til full stopp

3.1.1 Innledning

Det beregnes nødvendig bremselengde og bremsekraft for malmtog med 35,00 tonn aksellast på Ofotbanen for nedbremsing til full stopp i et spor med antatt helning lik 17,50 ‰ (mm/m). Som referanse beregnes tilsvarende for 30,00 tonn aksellast.
Det legges til grunn i beregningene at all bremsing skal foregå med blokkbremser på vognene. LKAB benytter i stor utstrekning EL dynamisk brems fra lokomotivene med samlet kapasitet på 750 kN fordelt på 2 lokomotiv eller 12 akslinger for best mulig å spare hjulbanen til hjulene (for å unngå dobbelflens). Bruk av El brems vil kunne redusere bremselengden.
Et malmtog består av 68 vogner og 2 lokomotiv. Lengden blir ca.:
10,60 x 68 + lokomotiv = ca. 760 m.

3.1.2 Beregning iht. TRV, signal

I TRV for signal er følgende formel angitt:

$$MA = \frac{L}{3{,}6} \cdot T + \frac{L^2 - MH^2}{2R \cdot 3{,}6^2} \quad (m)$$

MA er målavstand i (m), MH er målhastighet i (m/s) og T er reaksjonstid som i TRV for signal er oppgitt til å kunne være opp til 13 sekunder.
Retardasjonen R beregnes iht.:

$$R = (-0{,}2 \cdot \frac{L - 150}{150}) - \frac{C}{100} + 0{,}70 \quad (m/s^2)$$

L er linjehastighet og C er helning lik 17,50 ‰ (antatt).
For L < 150 km/h settes uttrykket i parentesen lik 0.
Ovennevnte formler tar ikke hensyn til aksellasten; bare til hastighet og helning i langsgående gradient.
For C = 20 ‰ og linjehastighet < 150 km/h blir retardasjonen R:

$$R = -\frac{17{,}50}{100} + 0{,}70 = 0{,}525 \quad (m/s^2)$$

Det regnes med T = 13 sekunder i reaksjonstid og linjehastighet for malmtogene er L = 50 km/h:

$$MA = \frac{50}{3{,}6} \cdot 13 + \frac{50^2 - 0^2}{2 \cdot 0{,}525 \cdot 3{,}6^2} = 180 + 183 = 363\ m \quad (m)$$

Målavstanden er beregnet til 363 m som er å betrakte som veldig kort. Målavstanden forutsettes å være den samme for 30,00 tonns aksellast som for 35,00 tonns aksellast.

3.1.3 Beregning iht. mekanisk betraktning av parameterne i bane

Det benyttes en parameter som benevnes adhesjon. Adhesjonen er sterkt avhengig av skinnehodets beskaffenhet. For tørre skinner kan adhesjonen anta en høy verdi som gir kort bremsevei og for våte skinner har parameteren en lav verdi som gir lang bremsevei.

Blokkbremser reagerer alltid på adhesjonen og av sikkerhetsmessige årsaker benyttes derfor alltid lav verdi for adhesjonen α_B.
For hensyntagen til våte skinner settes adhesjonen til:

$$\alpha_B = 0{,}07 \quad (-)$$

For et spor med langsgående fallende gradient lik 20 ‰ beregnes retardasjonen til:

$$r_X = g \cdot \left(\alpha_B - \frac{20}{1000} \right)$$

$$r_X = 10{,}00 \cdot \left(0{,}07 - \frac{17{,}50}{1000} \right) = 0{,}525 \; m/s^2$$

Bremselengde s_B beregnes:

$$s_B = \frac{\left(\frac{V}{3{,}6} \right)^2}{2 \cdot r_X} = \frac{\left(\frac{50}{3{,}6} \right)^2}{2 \cdot 0{,}525} = \frac{192{,}90}{1{,}05} = 183 \; m$$

Det regnes med samme reaksjonstid som angitt i TRV for signal:

$$T = 13 \; s$$

Denne reaksjonstiden gir en reaksjonslengde på 180 m (se beregning over).
Dermed blir målavstand:

$$MA = 180 + 183 = 363 \; m$$

Heller ikke i denne beregningen er aksellasten tatt hensyn til.
Beregningene gir samme resultat som metoden i TRV for signal.

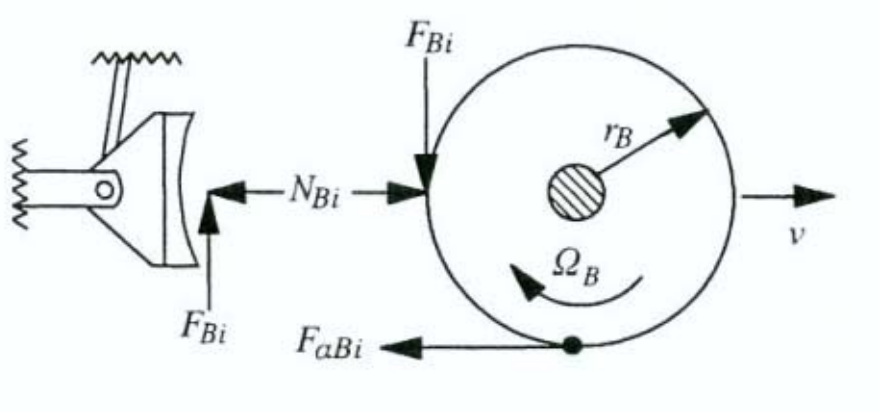
3.2 Beregning av nødvendig bremsekraft som funksjon av aksellasten

Under spesielle omstendigheter kan adhesjonen bli høyere enn 0,07 og retardasjonen større enn 0,525 m/s^2. For å vurdere belastningen mot sporet for krypkrefter og spor- og skinnevandringskrefter benyttes høyere verdier enn de verdier som opptrer ved normal bremsing (som vist foran).
Det legges til grunn en adhesjonskoeffisient α_B= 0,12.
Med en langsgående helning av linjen på 17,50 promille (mm/m) blir retardasjonen:

$$r_X = g \cdot \left(\alpha_B - \frac{s}{1000} \right)$$

$$r_X = 9{,}81 \cdot \left(0{,}12 - \frac{17{,}50}{1000} \right) = 1{,}00 \; \frac{m}{s^2}$$

Det vises til Figur 3.2-A under som anskueliggjør bremseforholdene ved blokkbremsing på hjulene.



Figur 3.2-A: ***Kraftbilde ved blokkbremsing***

Termen FαBi er bremsekraft på skinnen og FBi er bremsekraft utøvet av bremseblokken mot hjulbanen.
Følgende formel for FBi gjelder:

$$FBi = \frac{m_{eB} \cdot r_X}{n_B}$$

Termen m_{eB} er den ekvivalente masse fra vogn og boggi mot aksel og er ca. 1,10 ganger større enn vognens og boggiens masse. Termen n_B er antall blokkbremser. Det antas blokkbremser for hver aksel som vist i figur 1.
Følgende formel gjelder for FαBi:

$$F\alpha Bi = \alpha_B \cdot m_{\alpha B} \cdot g$$

Termen $m_{\alpha B}$ er den vekt som skal bremses på skinnehode.
Følgende relasjon gjelder:

$$m_{eB} = 1{,}10 \cdot m_{\alpha B}$$

For 35 tonns aksellast blir resultatet av beregningene for blokkbrems mot et hjul:

$$FBi = \frac{m_{eB} \cdot r_X}{n_B} = \frac{1{,}10 \cdot 35000 \cdot 1{,}00}{2} = 19{,}25\ kN$$

Bremsekraften mot en skinne:

$$F\alpha Bi = \alpha_B \cdot m_{\alpha B} \cdot g = 0{,}12 \cdot \frac{35000}{2} \cdot 9{,}81 = 20{,}60\ kN$$

For 30,00 tonns aksellast blir resultatet av beregningene tilsvarende:

$$FBi = \frac{m_{eB} \cdot r_X}{n_B} = \frac{1{,}10 \cdot 30000 \cdot 1{,}00}{2} = 16{,}50\ kN$$

$$F\alpha Bi = \alpha_B \cdot m_{\alpha B} \cdot g = 0{,}12 \cdot \frac{30000}{2} \cdot 9{,}81 = 17{,}66\ kN$$

3.3 Konklusjon

Det er i beregningene lagt til grunn at hver vogn bremser for seg selv ved blokkbremser.
Det er ikke tatt hensyn til at lokomotivene utøver en El dynamisk bremsekraft mot skinnegangen på 750 kN. I likhet med blokkbremser er også teknikken for El dynamisk brems avhengig av adhesjonen.
Fra hvert hjul utøves en kraft mot skinnen på FαBi = 20,60 kN for en aksellast på 35,00 tonn under forutsetning av adhesjon lik 0,12 som betyr relativt tørre skinner. Retardasjonen er antatt lik 1,00 m/s^2.
Økning fra 30,00 tonns aksellast til 35,00 tonns aksellast medfører en beskjeden økning i nødvendig kapasitet på bremsing med bremsekraft utøvet av blokkbremser. Det må forutsettes at operatør har kontroll på dette; eventuelt at prosjektet får dette avklart med operatør.
68 vogner gir en samlet bremsekraft for aksellast lik 35,00 tonn mot skinner:

$$\sum(20{,}60 \cdot 2 \cdot 2 \cdot 2) \cdot 68 \quad = \quad 11206{,}40\ kN \quad > \quad 750\ kN$$

Det er ikke mulig å gjennomføre all bremsing med El dynamisk brems. Blokkbremsene må også medvirke.
Togkraft fra 68 vogner er:

$$\sum(35000 \cdot 10 \cdot 10^{-3} \cdot 4 \cdot 68 = 95200\ kN$$

Detter gir et forhold mellom samlet bremsekraft for toget og samlet togkraft (vognkraft):

$$\frac{11206{,}40}{95200} = 0{,}118$$

Kvotienten er normal; dette skyldes verdien på adhesjonen.
Det er å anta at blokkbremsene har nok kapasitet på bremsekraft i samsvar med beregningene.

3.4 Tilleggsvurdering

Det gjennomføres bremsekraft mot skinnen ved bruk av El dynamisk brems med kraft på 750 kN. Det er til sammen 12 aksler eller 24 hjul. Dette gir kraft mot skinnen fra hvert hjul:

$$F\alpha Bi = \frac{750}{24} = 31{,}25 kN$$

Adhesjonskoeffisienten beregnes til:

$$\alpha_B = \frac{F\alpha Bi}{m_{\alpha B} \cdot g} = \frac{31{,}25 \cdot 10^3}{\frac{1}{2} \cdot 9{,}81 \cdot 35000} = 0{,}182$$

Retardasjonen blir:

$$r_X = g \cdot \left(\alpha_B - \frac{s}{1000} \right)$$

$$r_X = 9{,}81 \cdot \left(0{,}182 - \frac{17{,}50}{1000} \right) = 1{,}60 \ \frac{m}{s^2}$$

4 OFOTBANEN,BREMSEKRAFT FOR 35,00 TONNS AKSELLAST

4.1 Bremsekraft for opprettholdelse av konstant hastighet

4.1.1 Innledning

Det beregnes nødvendig bremsekraft for malmtog med 35,00 tonns aksellast på Ofotbanen for opprettholdelse av konstant hastighet i en langsgående fallende gradient på 17,5 ‰ (mm/m). Som referanse beregnes tilsvarende for 30,00 tonns aksellast.
Det legges til grunn i beregningene at all bremsing skal foregå med blokkbremser på vognene. LKAB benytter i stor utstrekning El brems fra lokomotivene med samlet kapasitet på 750 kN fordelt på 2 lokomotiv eller 12 akslinger for best mulig å spare hjulbanen for slitasje til hjulene på malmvognene (for å unngå dobbelflens).
Et malmtog består av 68 vogner og 2 lokomotiv. Lengden blir ca.:
10,60 x 68 + lokomotiv = ca. 760 m.

4.1.2 Bremsing med blokkskiver

Retardasjonen r_X for opprettholdelse av konstant hastighet v i linje i fall med gradient s er:

$$r_X = g \cdot s \quad \left(\frac{m}{s^2}\right)$$

Termene betyr:
s er gradient med fall i linje (‰)
g er tyngdens akselerasjon (m/s^2)
Dersom den mekaniske motstand ikke blir tatt hensyn til, blir behovet for adhesjon:

$$\alpha_B = \frac{r_X}{g} \quad (-)$$

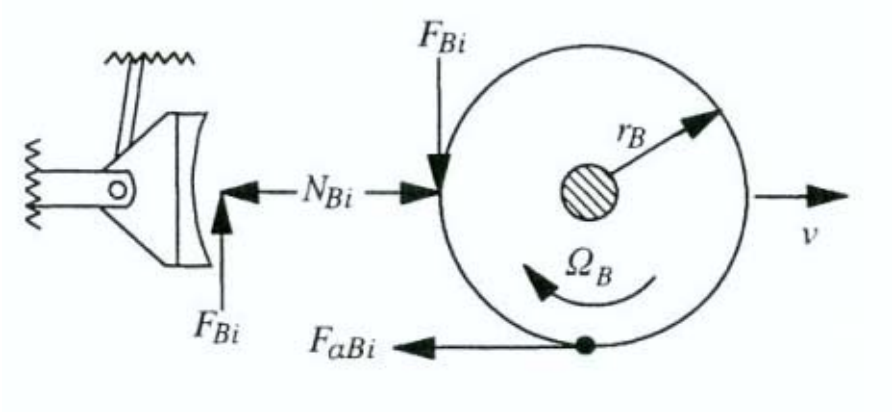
Mekanisk motstand kan for eksempel være framføring i kurver med små radier.
Det regnes med gradient lik 17,5 ‰ (mm/m)
Retardasjonen for opprettholdelse av konstant hastighet:

$$r_X = 9{,}81 \cdot \frac{17{,}50}{1000} = 0{,}172 \, \frac{m}{s^2}$$

Nødvendig adhesjon blir:

$$\alpha_B = \frac{0{,}172}{9{,}81} = 0{,}0175$$

Nødvendig adhesjon er meget lav og vil kunne oppfylles; også ved svært glatte skinner.
Figur 4.1-A anskueliggjør prinsippet for beregning av bremsekraft med blokkbremser.



Figur 4.1-A: ***Kraftbilde ved blokkbremsing***

Følgende formel gjelder for beregning av nødvendig bremsekraft fra blokk mot et hjul:

$$FBi = \frac{m_{eB} \cdot r_X}{n_B}$$

Termen m_{eB} er ekvivalent masse fra vogn og boggi mot aksel og er ca. 1,10 ganger større enn vognens og boggiens masse. Termen n_B er antall blokkbremser. Det antas blokkbremser mot hjul for hver aksel som vist i figur 1.
Følgende formel gjelder for beregning av kraft mot skinnehodet:

$$F\alpha Bi = \alpha_B \cdot m_{\alpha B} \cdot g$$

Termen $m_{\alpha B}$ er den vekt som skal bremses.
Følgende relasjon mellom masse og ekvivalent masse gjelder:

$$m_{eB} = (1 + \kappa_B) \cdot m_{\alpha B}$$

Aksellast er 32,50 tonn. Dermed gjelder:

$$m_{eB} = (1 + 0{,}10) \cdot 35000 = 38500\ kg$$
$$m_{\alpha B} = 35000\ kg$$

Dermed blir bremsekraft fra blokkbrems mot hvert hjul:

$$FBi = \frac{38500 \cdot 0{,}172}{2} = 3{,}11\ kN$$

Bremsekraft mot skinnehodet fra hvert hjul blir:

$$F\alpha Bi = 0{,}0175 \cdot 35000 \cdot 9{,}81 \cdot \frac{1}{2} = 3{,}00\ kN$$

4.1.3 Bremsing med El brems fra lokomotiv

Det beregnes nødvendig kraft for El brems for opprettholdelse av konstant hastighet.
Det må beregnes trykkraften F_X mellom traksjonsenheten og vognene. Helningen i fallende gradient er 17,5 ‰ (mm/m).
Retardasjonen er beregnet til:

$$r_X = g \cdot s = 9{,}81 \cdot \frac{17{,}5}{1000} = 0{,}172 \frac{m}{s^2}$$

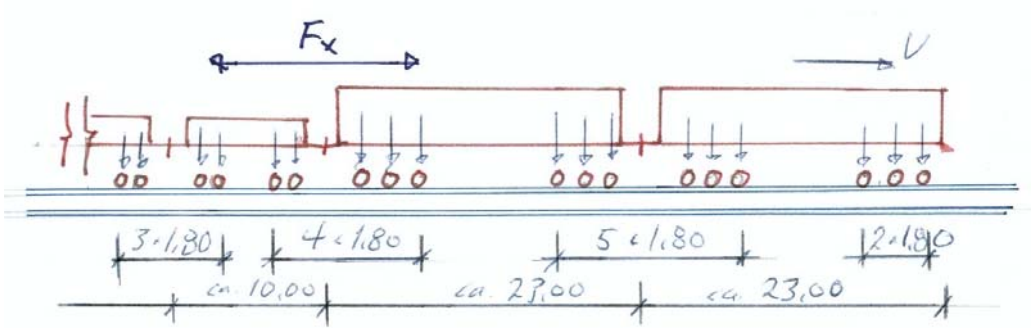
Nødvendig adhesjon for lokomotivet blir:

$$\alpha_B = \frac{r_X}{g} = \frac{0{,}172}{9{,}81} = 0{,}0175$$

Den ekvivalente masse av vogner som ikke bremser:

$$m_{eO} = m_O \cdot (1 + \kappa_0) = 35000 \cdot 4 \cdot 68 \cdot (1{,}00 + 0{,}10) = 10472000 \ kg$$

Trykkraft mellom vogner og lokomotiv som utfører bremsingen:
$F_X = m_{eO} \cdot r_X = 10472000 \cdot 0{,}172 = 1802 \ kN$



Figur 4.1-B: Modell for beregning av El brems

Lokomotivet med 12 aksler har en masse lik:

$$m_B = 12 \cdot 30 \cdot 10^3 = 360000 \ kg$$

Med dette kan den nødvendige adhesjon for lokomotivet beregnes:

$$\alpha_B = \frac{r_X}{g} + \frac{F_X}{m_B \cdot g}$$

$$\alpha_B = \frac{0{,}172}{9{,}81} + \frac{1802 \cdot 10^3}{360000 \cdot 9{,}81} \quad = \quad 0{,}0175 + 0{,}5103 \quad = \quad 0{,}5278$$

El brems utøver en teknikk som er avhengig av adhesjonen. En adhesjon α_B = 0,5278 indikerer meget tørre skinner. Av sikkerhetsmessige årsaker vil en slik adhesjonskoeffisient være alt for høy.
Beregningen fullføres allikevel. Bremset kraft mellom hjul og skinner:

$$F_{\alpha B} = m_B \cdot r_X + F_X = 12 \cdot 30000 \cdot 0{,}172 + 1672600 = 61920 + 1802000 = 1863920 \ N$$

$$F_{\alpha B} = 1863{,}92 \ kN$$

For en aksel blir kraften:

$$F_{\alpha Ba} = \frac{1}{12} \cdot 1863{,}92 = 155{,}40\ kN$$

For et hjul mot skinnehodet blir kraften:

$$F_{\alpha Bi} = \frac{1}{2} \cdot 155{,}40 = 77{,}70\ kN$$

Nødvendig bremsekraft er for høy til at hele bremsingen kan foregå med El dynamisk brems da lokomotivet har en kapasitet på 750 kN < 1863,92 kN. Det må benyttes blokkbremser på vognene i tillegg.
Dersom kraften fra El dynamisk brems på 750,00 kN utnyttes, blir kraft på hvert skinnehode:

$$F_{\alpha Bi} = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{12} \cdot 750 = 31{,}25\ kN$$

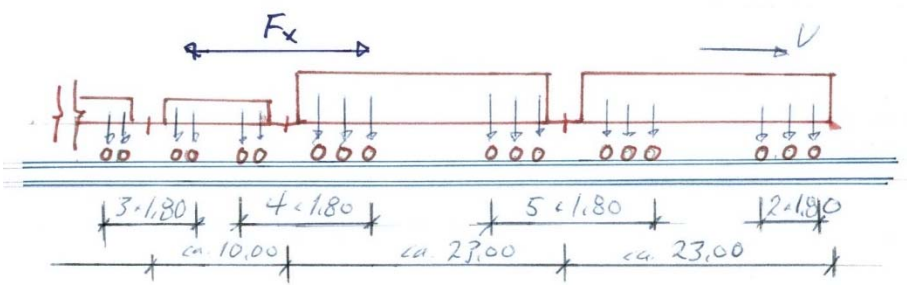
Dette gir en nødvendig adhesjon mot skinnehodet:

$$\alpha_B = \frac{0{,}172}{9{,}81} + \frac{750 \cdot 10^3}{360000 \cdot 9{,}81} = 0{,}0175 + 0{,}2124 = 0{,}2200$$

Adhesjonskoeffisienten er å betrakte som for høy i normal tilstand. Det må i tillegg bremses med blokkbremser mot hjulene.

4.2 Sammenligning med 30 tonns aksellast

Det tas hensyn til trykkraften F_X mellom traksjonsenheten og vognene.



Figur 4.2-A: ***Modell for beregning av El brems***

Det legges til grunn en helning lik 17,5 ‰ (mm/m).
Retardasjonen er foran beregnet til:

$$r_X = 0{,}172\ \frac{m}{s^2}$$

Nødvendig adhesjon for lokomotivet (som foran):

$$\alpha_B = \frac{r_X}{g} = \frac{0{,}172}{9{,}81} = 0{,}0175$$

Den ekvivalente masse av vogner som ikke bremser:

$$m_{eO} = m_O \cdot (1 + \kappa_0) = 30000 \cdot 4 \cdot 68 \cdot (1{,}00 + 0{,}10) = 8976000\ kg$$

Trykkraft mellom vogner og bremset lokomotiv:

$$F_X = m_{eO} \cdot r_X = 8976000 \cdot 0{,}172 = 1543{,}90\ kN$$

Med dette kan den nødvendige adhesjon beregnes:

$$\alpha_B = \frac{r_X}{g} + \frac{F_X}{m_B \cdot g}$$

$$\alpha_B = \frac{0{,}172}{9{,}81} + \frac{1543{,}90 \cdot 10^3}{360000 \cdot 9{,}81} \quad = \quad 0{,}0175 + 0{,}4372 = 0{,}4547$$

Bremset kraft mellom alle hjul på lokomotivet og skinner:

$$F_{\alpha B} = m_B \cdot r_X + F_X = 360000 \cdot 0{,}0172 + 1543{,}90 \cdot 10^3 = 6192 + 1543900 = 1550\ kN$$

For en aksel blir kraften:

$$F_{\alpha B} = \frac{1550}{12} = 129{,}20\ kN$$

For et hjul mot skinnen blir kraften:

$$F_{\alpha B} = \frac{1}{2} \cdot 129{,}20 = 64{,}60\ kN$$

Den beregnede adhesjonskoeffisient er for høy til at all bremsing kan foregå med El brems alene. Kapasiteten til lokomotivet for 30 tonns aksellast er 750 kN. Øvrig bremsing må gjøres med blokkbremser fra vognene.

4.3 Krav til adhesjon for El brems med kapasitet på 750 kN

Krav til adhesjon for 750 kN beregnes til:

$$\alpha_B = \frac{0{,}172}{9{,}81} + \frac{750{,}00 \cdot 10^3}{360000 \cdot 9{,}81} = 0{,}0175 + 0{,}2124 = 0{,}22$$

Normalt er denne adhesjonskoeffisienten for høy til at den kan utnyttes. Det kreves meget tørre skinner for at en slik adhesjon skal være tilstede. Konklusjonen er at bremsing blir en kombinasjon av El brems og mekanisk brems fra vognene.

5 OFOTBANEN 35,00 TONNS AKSELLAST BREMSELENGDE3

5.1 Vurdering av bremselengde knyttet til signal

5.1.1 Innledning

Det beregnes nødvendig bremselengde og bremsekraft for malmtog med 35,00 tonn aksellast på Ofotbanen for nedbremsing til full stopp i et spor med antatt helning lik 17,50 ‰ (mm/m). Som referanse beregnes tilsvarende for 30,00 tonn aksellast.
Det legges til grunn i beregningene at all bremsing skal foregå med blokkbremser på vognene. LKAB benytter i stor utstrekning EL dynamisk brems fra lokomotivene med samlet kapasitet på 750 kN fordelt på 2 lokomotiv eller 12 akslinger for best mulig å spare hjulbanen til hjulene (for å unngå dobbelflens). Bruk av El brems vil kunne redusere bremselengden.
Et malmtog består av 68 vogner og 2 lokomotiv. Lengden blir ca.:
10,60 x 68 + lokomotiv = ca. 760 m.

5.1.2 Beregning iht. TRV, signal

I TRV for signal er følgende formel angitt:

$$MA = \frac{L}{3{,}6} \cdot T + \frac{L^2 - MH^2}{2R \cdot 3{,}6^2} \quad (m)$$

MA er målavstand i (m), MH er målhastighet i (m/s) og T er reaksjonstid som i TRV for signal er oppgitt til å kunne være opp til 13 sekunder.
Retardasjonen R beregnes iht.:

$$R = (-0{,}2 \cdot \frac{L - 150}{150}) - \frac{C}{100} + 0{,}70 \quad (m/s^2)$$

L er linjehastighet og C er helning lik 17,50 ‰ (antatt).
For L < 150 km/h settes uttrykket i parentesen lik 0.
Ovennevnte formler tar ikke hensyn til aksellasten; bare til hastighet og helning i langsgående gradient.
For C = 17,50 ‰ og linjehastighet < 150 km/h blir retardasjonen R:

$$R = -\frac{17{,}50}{100} + 0{,}70 = 0{,}525 \quad (m/s^2)$$

Det regnes med T = 13 sekunder i reaksjonstid og linjehastighet for malmtogene er L = 50 km/h. For bruk av vanlig driftsbrems blir målavstanden:

$$MA = \frac{50}{3{,}6} \cdot 13 + \frac{50^2 - 0^2}{2 \cdot 0{,}50 \cdot 3{,}6^2} = 180 + 193 = 373\ m \quad (m)$$

Målavstanden er beregnet til 373 m som er å betrakte som veldig kort. Målavstanden forutsettes å være den samme for 30,00 tonns aksellast som for 35,00 tonns aksellast.

5.1.3 Beregning iht. mekanisk betraktning av parameterne i bane

Det benyttes en parameter som benevnes adhesjon. Adhesjonen er sterkt avhengig av skinnehodets beskaffenhet. For tørre skinner kan adhesjonen anta en høy verdi som gir kort bremsevei og for våte skinner har parameteren en lav verdi som gir lang bremsevei.

Blokkbremser reagerer alltid på adhesjonen og av sikkerhetsmessige årsaker benyttes derfor alltid lav verdi for adhesjonen α_B.
For hensyntagen til våte skinner settes adhesjonen til (som er i samsvar med koeffisient 0,70 i formel for retardasjonen R i TRV, signal):

$$\alpha_B = 0{,}07 \quad (-)$$

For et spor med langsgående fallende gradient lik 17,50 ‰ beregnes retardasjonen til:

$$r_X = g \cdot \left(\alpha_B - \frac{17{,}50}{1000} \right)$$

$$r_X = 10{,}00 \cdot \left(0{,}07 - \frac{17{,}50}{1000} \right) = 0{,}525 \; m/s^2$$

Det er benyttet tyngdens akselerasjon g = 10,00 m/s^2 for å få samsvar med TRV, signal.
Bremselengde s_B beregnes:

$$s_B = \frac{\left(\frac{V}{3{,}6} \right)^2}{2 \cdot r_X} = \frac{\left(\frac{50}{3{,}6} \right)^2}{2 \cdot 0{,}50} = \frac{192{,}90}{1{,}00} = 193 \; m$$

Det regnes med samme reaksjonstid som angitt i TRV for signal:

$$T = 13 \; s$$

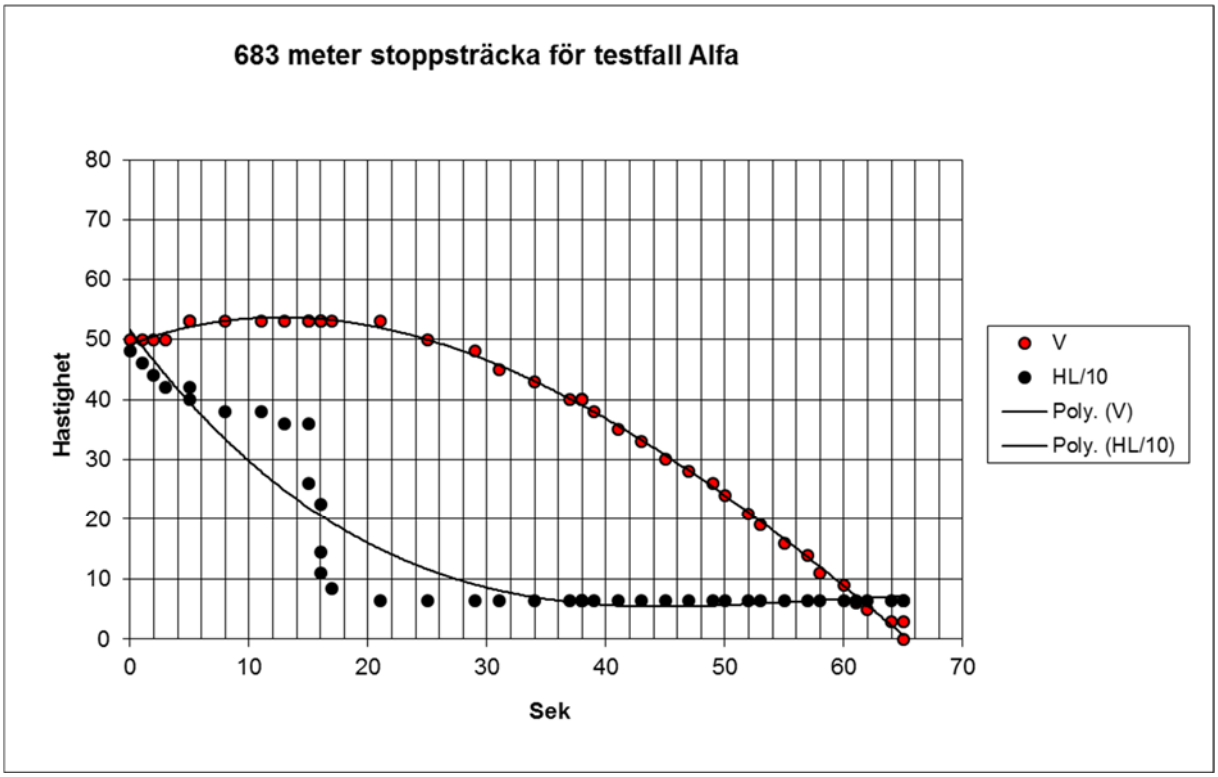
Denne reaksjonstiden gir en reaksjonslengde på 180 m (se beregning over).
Dermed blir målavstand:

$$MA = 180 + 193 = 373 \; m$$

Heller ikke i denne beregningen er aksellasten tatt hensyn til.
Beregningene gir samme resultat som metoden i TRV for signal.
I det etterfølgende vurderes bremselengden ut fra bruk av nødbrems i samsvar med tester utført på Malmbanan og Ofotbanen med aksellast lik 32,50 tonn.
Det er referanse til:

5.2 Ofotbanen, bremselengder for 32,50 tonn aksellast

Det ble høsten 2016 gjennomført en bremseprøve på Ofotbanen for 32,50 tonn aksellast sammen med LKAB. Prøven ble utført ved at det ble lagt til 6 vogner i tillegg til de 68 vognene som går fast i togstammen. Disse 6 tilleggsvognene deltok ikke i bremsetesten. Dermed måtte de ordinære 68 vognene bremse som om vognene hadde en aksellast på 32,50 tonn. Bremsetesten ble utført ved nødbrems. I Figur 5.2-A er vist et eksempel. Det vises til rapport fra LKAB av 2016 – 12 – 13.



Figur 5.2-A: Bremsetid og bremselengde for et malmtog under test med utgangshastighet 50 km/h; nødbrems for aksellast lik 32,50 tonn og stoppstrekning lik 683 m.

Diagrammet i figur 1 viser stoppstrekningen ved testtilfelle Alfa der forsignalet til blokksignal B 438 HOR viste ventet stopp. Ved denne testen var hastigheten 50 km/h ved bremseinngrep og økte til 53 km/h i løpet av 16 sekunder ved pågående normal bremsing. Etter 16 sekunder ble nødbrems innledet av ATC. Bremsen på toget opphørte før bremsetesten ble igangsatt. Dette var årsaken til akselerasjonen i toget og det tar 25 sekunder før hastigheten igjen er den samme som ved begynnelsen. Hastighetsdiagrammet er vist ved de røde punktene og svarte punktene i diagrammet antas å illustrere trykksenkningen i hovedledningen. Det er et strekt fall i trykksenkningen etter 16 sekunder som indikerer at nødbremsing ble iverksatt.
Rapporten angir ikke helningen til det langsgående fallet på linjen. Da det har vært en økning i hastigheten i løpet av de første 16 sekundene i testen, antas et langsgående fall i linjen. Hastighetsøkningen har ikke skjedd ved traksjon.
Med utgangspunkt i diagrammet er retardasjonen fra t = 16 sekunder til t = 66 sekunder beregnet. Hastigheten ved t = 16 sekunder er 53 km/h eller 14,72 m/s. Ved t = 66 sekunder har toget stoppet. Dette gir en retardasjon på:

$$r_X = \frac{v}{t} = \frac{14{,}72}{50} = 0{,}29\ \frac{m}{s}$$

Retardasjonen har vært lavere enn den som er beregnet etter TRV, Signal (0,525 m/s²).
Bremselengden blir dermed lengre.
Bremselengden i dette tidsrommet er:

$$s_B = \frac{v^2}{2 \cdot r_X} = \frac{14{,}72^2}{2 \cdot 0{,}29} = 374\ m$$

Tilbakelagt strekning før innledning av nødbrems ved ATC:

$$s_{B\ FØR\ BREMS} = 683 - 374 = 309\ m$$

Det ble gjennomført tester på 3 lokasjoner. Det er stor variasjon i retardasjonen. Den laveste retardasjonen er beregnet til 0,19 m/s^2.

5.3 Bremsekraft for nedbremsing til full stopp

5.4 Referanse fra bremseprøver for malmvogn Fammoorr F ^{050} på Malmbanan i Sverige

5.4.1 Innledning

Det er gjennomført bremseprøver på Malmbanen i Sverige for et fullt lastet tog med aksellast lik 32,50 tonn. Resultatene av bremseprøvene er beskrevet i [10]

5.4.2 Referanse til bremseprøvingen på Malmbanen i Sverige

Fra dokumentet skal hentes 2 referanser. Det vises til tabell på side 4 [10].

Tabell 5.4-A: Verdier på relevante parametere ved bremseprøving i tabell 4 i [10]

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

Resultatene framkommer ved bremseprøving på spor.
Det gjennomføres beregninger for vurdering.

5.4.3 Referansetilfelle 1

Retardasjon gitt i tabell 4 i [10]:

$$r_X = 0{,}36\ \frac{m}{s^2}$$

Sammenheng mellom retardasjon og adhesjonskoeffisient i spor med fallende gradient på 11 promille:

$$r_X = g \cdot \left(\alpha_B - \frac{s}{1000} \right)$$

Løst mht. α_B:

$$\alpha_B = \frac{r_X}{g} + \frac{s}{1000}$$

Innsatt i ligningen med verdier i tabell 1:

$$\alpha_B = \frac{0{,}36}{9{,}81} + \frac{11}{1000} \quad = \quad 0{,}037 + 0{,}011 \quad = \quad 0{,}048$$

Adhesjonskoeffisienten må betraktes som meget lav (< 0,07).
Bremselengde beregnes:

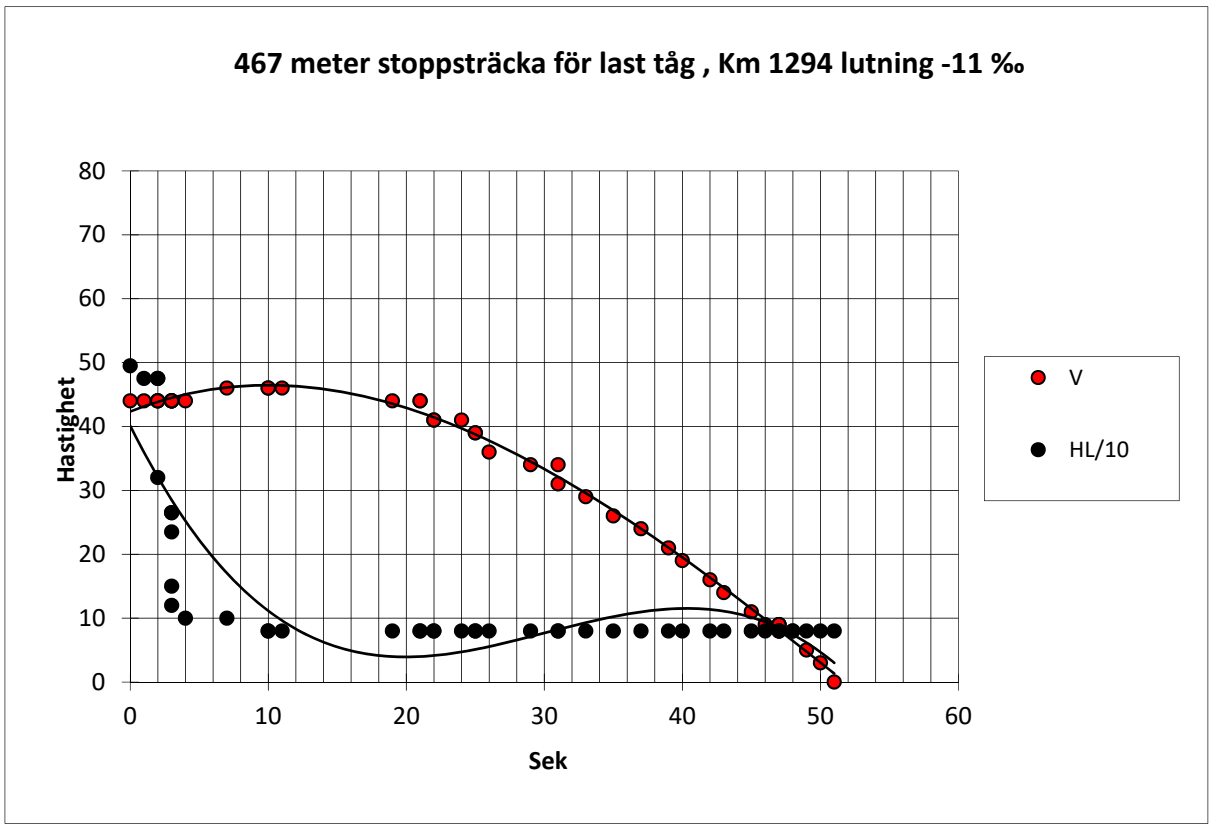
$$s_B = \frac{\left(\frac{V}{3{,}6}\right)^2}{2 \cdot r_X} = \frac{\left(\frac{44}{3{,}6}\right)^2}{2 \cdot 0{,}36} = 208\ m$$

Bremsetid:

$$t_B = \frac{\left(\frac{V}{3{,}6}\right)}{r_X} = \frac{\left(\frac{44}{3{,}6}\right)}{0{,}36} = 34\ s$$

Den beregnede bremselengde på 208 m < 467 m som er vist i tabellen. Videre er beregnet tid for nedbremsing på 34 sekunder fra sted for maksimal hastighet lik 44 km/h.

Figur 5.4-A er gjengitt fra [10] og viser bremseforløpet relatert til ovenstående beregning. Av bremseforløpet framgår det at hastigheten er konstant og også litt økende i ca. 17 sekunder før hastigheten reduseres. Dersom denne tiden legges til den beregnede tiden for selve bremseforløpet og retardasjonen, så blir samlet tid (34 + 17) = 51 sekunder som er gitt i Tabell 5.4-A og vist i Figur 5.4-A.



Figur 5.4-A: Bremsetid for et malmtog med utgangshastighet 44 km/h i spor med fallende gradient lik 11 promille; stoppstrekningen er angitt til 467 m

5.4.4 Referansetilfelle 2

Det skal kommenteres en bremseprøvning til. Det vises til Tabell 5.4-A.
Adhesjonskoeffisient:

$$\alpha_B = \frac{0{,}23}{9{,}81} + \frac{10}{1000} = 0{,}024 + 0{,}010 = 0{,}025$$

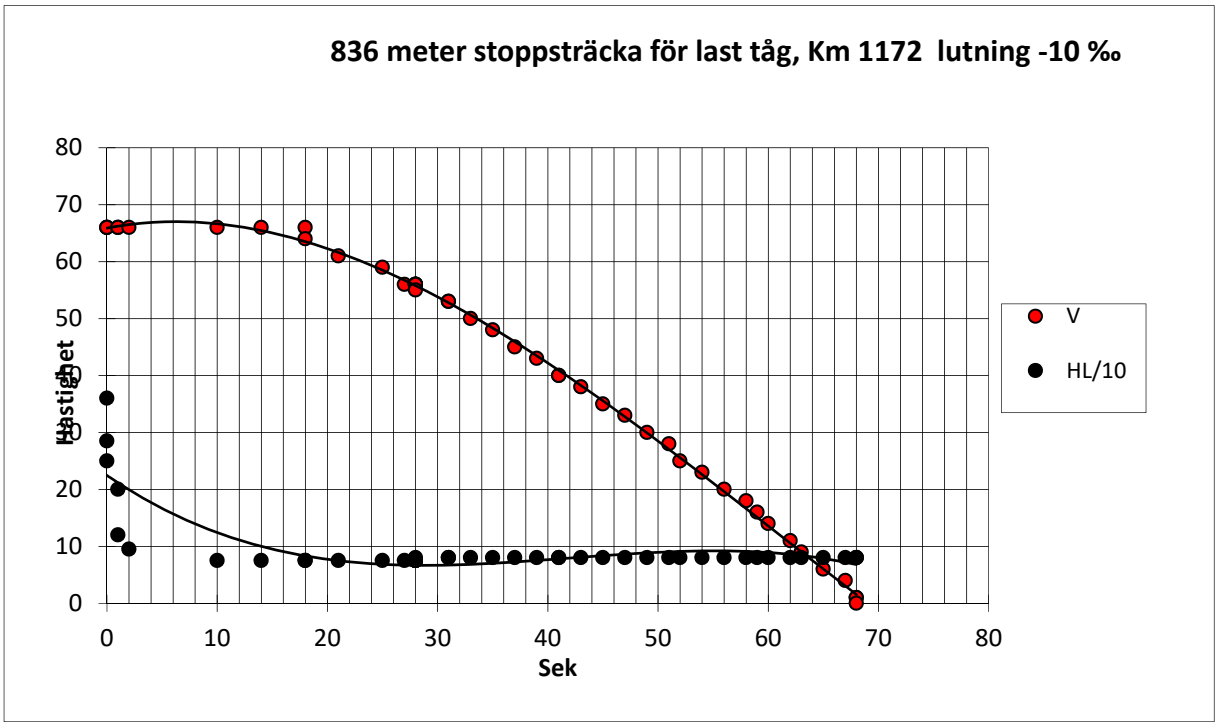
Bremselengde s_B:

$$s_B = \frac{\left(\frac{V}{3{,}6}\right)^2}{2 \cdot r_X} = \frac{\left(\frac{66}{3{,}6}\right)^2}{2 \cdot 0{,}23} = 730\ m$$

Bremsetid t_B:

$$t_B = \frac{\left(\frac{V}{3{,}6}\right)}{r_X} = \frac{\left(\frac{66}{3{,}6}\right)}{0{,}23} = 80\ s$$

Figur 5.4-B er gjengitt fra [10] og viser bremseforløpet relatert til ovenstående beregning.



Figur 5.4-B: Bremsetid for et malmtog med utgangshastighet 66 km/h i spor med fallende gradient lik 10 promille; stoppstrekningen er angitt til 836 m

Bremselengde er beregnet til 730 m. Figur 2 angir bremselengde (stoppsträcka) til 836 m. I tabellen er angitt 863 m. Dette er sannsynligvis en skrivefeil. Med utgangspunkt i at hastigheten synes å være tilnærmet konstant i de første 10 sekundene, så er nok en virksom bremselengde på 730 m korrekt.

5.5 Vurdering og konsekvenser for Ofotbanen

I rapport [1] legges spesielt merke til den store variasjonen for retardasjonen med minste verdi lik 0,21 m/s^2 og største verdi lik 0,36 m/s^2. Det er en jevn fordeling i dette intervallet hvor også helningen i langsgående gradient inngår.

Alle verdier medfører svært lave adhesjonskoeffisienter og dermed liten utnyttelse av egenskapene ved adhesjonen. Aspektet fører til lengre bremselengder. Dette kan ha flere årsaker som trolig vil være relatert til friksjon, temperaturøkning på hjulbanen til hjulene, slitasje med mer. Linjeføring, sporkvalitet og topografi er andre aspekter som trolig gir varierende retardasjoner.
Testene ble uført ved bruk av nødbrems etter de prosedyrer som er nevnt over. Det synes å være nødvendig å benytte lave verdier for retardasjon og adhesjon.

5.5.1 Beregning for 30,00 tonns aksellast

Det legges til grunn en retardasjon:

$$r_X = 0{,}25\,\frac{m}{s^2}$$

Med en fallende gradient lik 17,50 promille blir adhesjonskoeffisienten:

$$\alpha_B = \frac{r_X}{g} + \frac{s}{1000}$$

$$\alpha_B = \frac{0{,}25}{9{,}81} + \frac{17{,}50}{1000} = 0{,}0255 + 0{,}0175 = 0{,}043$$

For denne adhesjonskoeffisienten beregnes bremsekraft mot en skinne:

$$F\alpha Bi = \alpha_B \cdot m_{\alpha B} \cdot g = 0{,}043 \cdot \frac{30000}{2} \cdot 10 = 6{,}45\ kN$$

Bremselengde blir:

$$s_B = \frac{\left(\frac{V}{3{,}6}\right)^2}{2 \cdot r_X} = \frac{\left(\frac{50}{3{,}6}\right)^2}{2 \cdot 0{,}25} = 386\ m$$

Bremsetid:

$$t_B = \frac{\left(\frac{V}{3{,}6}\right)}{r_X} = \frac{\left(\frac{50}{3{,}6}\right)}{0{,}25} = 56\ s$$

Med tillegg av reaksjonstid blir den totale stopplengde eller målavstand (reaksjonslengde og bremselengde):

$$MA = 180 + 386 = 566\ m$$

Samlet tid for målavstand:

$$T_{BREMS} = 13 + 56 = 69\ s$$

5.5.2 Beregning for 35,00 tonns aksellast

Det antas den samme bremsekraft for 35,00 tonns aksellast:

$$F\alpha Bi = 6{,}45\ kN$$

Med denne kraften beregnes nødvendig adhesjon:

$$\alpha_B = \frac{F\alpha Bi}{m_{\alpha B} \cdot g}$$

$$\alpha_B = \frac{6{,}45 \cdot 10^3}{\frac{35000}{2} \cdot 9{,}81} = 0{,}037$$

Retardasjonen blir:

$$r_X = g \cdot \left(\alpha_B - \frac{17{,}50}{1000} \right)$$

$$r_X = 9{,}81 \cdot \left(0{,}037 - \frac{17{,}50}{1000} \right) = 0{,}19\ \frac{m}{s^2}$$

Bremselengde blir:

$$s_B = \frac{\left(\frac{V}{3{,}6} \right)^2}{2 \cdot r_X} = \frac{\left(\frac{50}{3{,}6} \right)^2}{2 \cdot 0{,}19} = 508\ m$$

Bremsetid blir:

$$t_B = \frac{\left(\frac{V}{3{,}6} \right)}{r_X} = \frac{\left(\frac{50}{3{,}6} \right)}{0{,}19} = 73\ s$$

Med tillegg av reaksjonstid blir den totale stopplengde eller målavstand (reaksjonslengde og bremselengde):

$$MA = 180 + 508 = 688\ m$$

Samlet tid for målavstand:

$$T_{BREMS} = 13 + 73 = 86\ s$$

Ved samme bremsekraft for 35,00 tonns aksellast som for 30,00 tonns akselkraft behøves en mindre adhesjon α_B = 0,037 < 0,043; men en større målavstand 688 m > 566 m og større tid 73 s > 56 s.

5.6 Konklusjon

Resultatet av beregningene for Ofotbanen virker å være mer i samsvar med [10] og bør derfor legges til grunn. Dette fordi målingene i [10] baserer seg på praktisk bremseprøving. Økningen i bremselengde blir 122 m som i hovedsak er relatert til den lave verdien for retardasjonen.
Dersom det er gjennomførbart, bør bremselengde økes til:

$$\Delta l = 122\ m$$

5.7 Vurdering av termisk belastning

Det kan være fornuftig å se på den termiske belastning som oppstår ved bremsing i hjul. Under er vist et eksempel med høyere verdier for adhesjonskoeffisienten enn den som er lagt til grunn i vurderingene foran.
Det skal gis en vurdering av termisk belastning på skinner for 32,50 tonns aksellast. Linjen vil få en helning med gradient på 17 mm/m og det utøves derfor både traksjons- og bremsekrefter.
Når et hjul ruller på skinnen, er det ingen forskjell i hastighet i den felles kontaktflaten som eksisterer mellom punkter på hjulet og punkter på skinnen. Derimot når hjulet skal utføre traksjon eller skal bremse, så oppstår det forskjell i hastigheter i kontakten. Aspektet fører til varmeutvikling. Den last som overføres ved 32,50 tonns aksellast, er relativt stor. Selv ved relativt små forskjeller i hastighet kan dette gi stor varmeeffekt som igjen kan resultere i forhøyet temperatur særlig i hjulet (hjulbanen). Det kommer dermed til en effektutvikling.
Særlig høye temperaturer kommer til syne for traksjonshjul på lokomotiv. Normal vil det for godsvogner (i dette tilfelle malmvogner) ved bremsing ikke forekomme fullt så høye temperaturer.
De maksimale temperaturer oppstår naturlig nok i den elliptiske kontaktflate på overflaten. Den høyere temperaturen avtar raskt i dybden i skinnehodet.
En nøyere analyse bekrefter at hjul og skinne blir belastet ulikt ved en betraktning av fordelingen av spenningene som følge av normal- og tangentialkrefter når også temperaturspenningene tas hensyn til. Ved traksjon oppstår normalt en høyere belastning på skinnen. Ved bremsing blir belastningen på hjulet høyere.
Effektutvikling mellom hjul og skinne utledes av formelen:

$$P = \left| v \cdot F \right|$$

Her betyr termene v glidningshastighet og F tangentialkraft langs skinnen.
Tangentialkraften F utledes av:

$$F = \mu \cdot N$$

Termen N er normalkraften:

$$N = \frac{1}{2} \cdot m \cdot g = \frac{1}{2} \cdot 35{,}00 \cdot 10^3 \cdot 10 = 175{,}00\ kN$$

Som maksimalverdi for stigning av temperatur i kontaktflaten mellom hjul og skinne ved rent lengdekryp for rene overflater (for eksempel ikke rue flater på skinnehodet) angir litteraturen følgende forenklede formel ved traksjon fra lokomotiv:

$$\Theta_{\max} = 0{,}62 \cdot \mu \cdot p_0 \cdot \left| \upsilon_{\xi} \right| \cdot \sqrt{\frac{a \cdot v_0}{\lambda \cdot \rho \cdot c}}$$

De enkelte termer skal forklares:

Friksjonskoeffisient: $\mu \quad (-)$

Spenning i middelpunkt i kontaktflate: $p_0 \quad \left(\frac{N}{mm^2}\right)$

Kryp i lengderetning: $\left|\upsilon_\xi\right| \quad (-)$

Halvakse i elliptisk kontaktflate: $a \quad (mm)$

Framføringshastighet: $v_0 \quad \left(\frac{m}{s}\right)$

Varmeledningsevne for stål: $\lambda \quad \left(\frac{W}{K \cdot m}\right)$

Tetthet for stål: $\rho \quad \left(\frac{kg}{m^3}\right)$

Spesifikk varmekapasitet: $c \quad \left(\frac{J}{K \cdot kg}\right)$

I ovennevnte termer betyr:

Kelvin grader: K

J er enhet i Joule: $\left(\frac{kg \cdot m^2}{s^2} = kg \cdot \frac{m}{s^2} \cdot m = Nm\right)$

W er enhet i watt: $\left(\frac{J}{s} = \frac{kg \cdot m^2}{s^3}\right)$

Det skal utføres en dimensjonsanalyse for formelen for stigning av temperaturen:

$$\Theta = (-) \cdot \left(\frac{N}{m^2}\right) \cdot (-) \cdot \sqrt{\frac{m \cdot \frac{m}{s}}{\frac{W}{K \cdot m} \cdot \frac{kg}{m^3} \cdot \frac{J}{K \cdot kg}}}$$

Termen K (Kelvingrader) kan trekkes ut fra rotuttrykket. Innføring for W og J gir:

$$\Theta = (-) \cdot \left(\frac{N}{m^2}\right) \cdot (-) \cdot K \cdot \sqrt{\frac{m \cdot \frac{m}{s}}{\frac{\frac{kg \cdot m^2}{s^3}}{m} \cdot \frac{kg}{m^3} \cdot \frac{\frac{kg \cdot m^2}{s^2}}{kg}}}$$

$$\Theta = (-) \cdot \left(\frac{N}{m^2}\right) \cdot (-) \cdot K \cdot \sqrt{\frac{m^2}{\frac{\frac{kg \cdot m^2}{s^2}}{m} \cdot \frac{kg}{m^3} \cdot \frac{\frac{kg \cdot m^2}{s^2}}{kg}}}$$

$$\Theta = (-) \cdot \left(\frac{N}{m^2} \right) \cdot (-) \cdot K \cdot \frac{1}{\frac{kg \cdot m}{s^2}} \sqrt{\frac{m^2}{\frac{m}{m} \cdot \frac{kg}{m^3} \cdot \frac{m}{kg}}}$$

$$\Theta = (-) \cdot \left(\frac{N}{m^2} \right) \cdot (-) \cdot K \cdot \frac{1}{\frac{kg \cdot m}{s^2}} \cdot m^2$$

$$\Theta = K \cdot \frac{N}{m^2} \cdot \frac{m^2}{N} = K \quad grader$$

Det er dermed bevist at formelen gir riktige dimensjoner og at den kan anvendes. Det legges merke til at halvaksen i den elliptiske kontaktflate a må ha dimensjon i (m) og at p_0 har dimensjon i (N/m^2).
Det gjennomføres et beregningseksempel med formelen:

$$\Theta_{max} = 0{,}62 \cdot \mu \cdot p_0 \cdot \left| \upsilon_\xi \right| \cdot \sqrt{\frac{a \cdot v_0}{\lambda \cdot \rho \cdot c}} \quad (K)$$

Det legges til grunn en kontaktspenning:

$$p_0 = 1500 \frac{N}{mm^2}$$

Følgende inngangsdata:

- Friksjon: μ = 0,30 (-)
- Flatetrykk hjul/skinne: p_0 = 830 N/mm² = 830 · 10^6 N/m²
- Krypkoeffisient: v_ξ = 0,05 (5 %)
- Halvakse i ellipse: a = 8,73 mm = 0,00873 m
- Hastighet: v_0 = 13,90 m/s
- Parameter λ: λ = 50 W/mK
- Parameter ρ: ρ = 7850 kg/m³
- Parameter c: c = 450 J/kgK
- Parameterverdier innsatt i ligning:

$$\Theta_{max} = 0{,}62 \cdot 0{,}30 \cdot 1500 \cdot 10^6 \cdot \left| 0{,}05 \right| \cdot \sqrt{\frac{0{,}0083 \cdot 13{,}90}{50 \cdot 7850 \cdot 450}} \quad = \quad 357° \ (K)$$

I Celius blir dette:

$$^\circ C = 357 - 273 = 84^\circ$$

Iht. rapport fra LKAB vedr. bremsetester på Ofotbanen stemmer beregningen godt overens med målt temperatur på hjulene til vogn KAT før test Alfa og ved blokkpost B438 HOR (horisontalen).

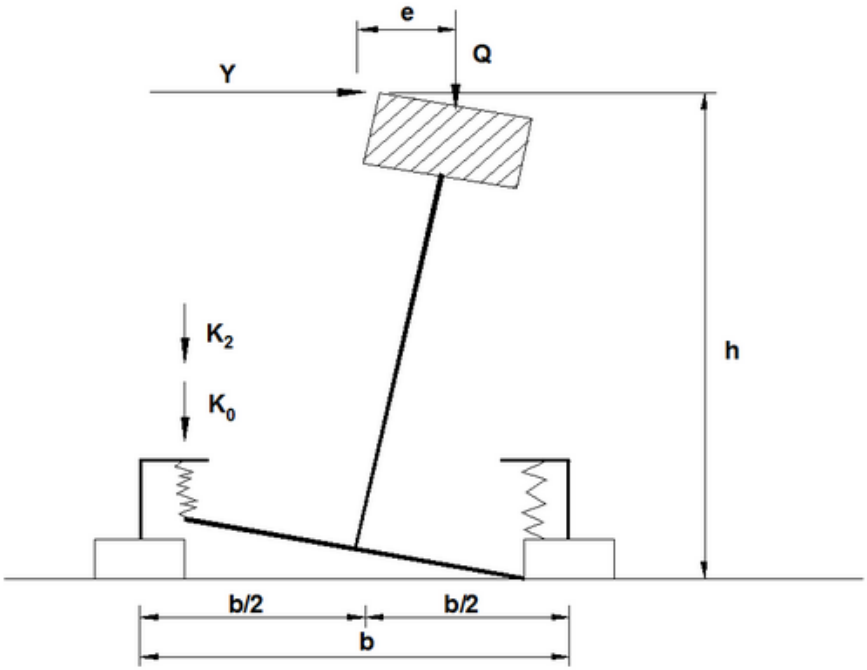
Beregningen viser litt lavere målte verdier ved TEST Bravo hvor det ble målt verdier 120 – 130 grader C.
Ved TEST Charlie er målte temperaturer høyere (150 – 170 grader C).

6 SKINNEBEFESTIGELSE MED ELASTISK UNDERLAGSPLATE

Belastning på befestigelsen med elastisk underlagsplate vurderes ut fra 2 aspekt:

- På rett strekning og i kurver med store radier
- I kurver med små radier

Det vises til prinsippskisse (Figur 5.7-A):



Figur 5.7-A: Prinsippskisse

6.1 Rett strekning og kurver med store radier

Det antas en statisk stivhet i svillematte på 140 kN/mm.
Det antas en statisk hjulkraft:

$$Q_0 = 17500 \cdot 9{,}81 \cdot 10^{-3} = 171{,}68\ kN$$

På grunn av mulig skjevlast antas et kvasistatisk tillegg:

$$Q_{KVSTAT} = 1500 \cdot 9{,}81 \cdot 10^{-3} = 14{,}72\ kN$$

Resulterende statisk kraft i befestigelsen:

$$Q_{KV} = Q_0 + Q_{KVSTAT} = 171{,}68 + 14{,}72 = 186{,}40\ kN$$

Areal av svillesete for mellomlegget:

$$A_{MELLOMLEGG} = 148 \cdot 152 = 22496\ mm^2$$

Spenning på mellomlegget:

$$\sigma_{MELLOMLEGG} = \frac{Q_{KV}}{A_{MELLOMLEGG}} = \frac{186{,}40 \cdot 10^3}{22496} = 8{,}30 \frac{N}{mm^2}$$

Nedsenkning av skinne i mellomleggsplate med definert stivhet:

$$k_{MELLOMLEGG} = \frac{Q_{KV}}{z_{MELLOMLEGG}} = 140 \cdot 10^3 \frac{N}{mm}$$

$$z_{MELLOMLEGG} = \frac{Q_{KV}}{k_{MELLOMLEGG}} = \frac{186{,}40 \cdot 10^3}{140 \cdot 10^3} = 1{,}33\ mm$$

6.2 Kurver med små radier; YKV = 0,30 · QKV

I kurver med små radier opptrer vertikalkraft og horisontalkraft.
Det utføres en vurdering med vertikalkraft Q_{KV} = 186,40 kN og en horisontalkraft lik Y_{KV} = 0,30 · 186,40 = 56,00 kN.
For en befestigelse hvor skinnen ligger direkte på underlagsplate av stål, gjelder følgende oppsett (figur 1):
Vertikalkraft:

$$Q_{KV} = 186{,}40\ kN$$

Horisontalkraft:

$$Y_{KV} = 56{,}00\ kN$$

Torsjonsmomentet beregnes:

$$M_T = Y_{KV} \cdot h - Q_{KV} \cdot e = 56{,}00 \cdot 0{,}172 - 186{,}40 \cdot 0{,}036 = 9{,}63 - 6{,}71 = 2{,}92\ kNm$$

Det antas en rektangulær belastning på strekk og på trykk på hver sin halvdel av skinnefot. Avstanden mellom de 2 «oppleggskreftene» i underlagsplate:

$$\frac{1}{2} \cdot b = 75\ mm = 0{,}075m$$

Hver kraft fra moment:

$$T = \frac{2 \cdot M_T}{b} = \frac{2 \cdot 2{,}92}{0{,}15} = 39{,}00\ kN$$

Aspektet medfører en pålastning på den ene halvdel:

$$T1 = \frac{1}{2} \cdot 186{,}40 + 39{,}00 = 132{,}20\ kN$$

Gjennomsnittspenning blir for denne delen:

$$\sigma_{MELLOMLEGG;\,DEL1} = \frac{T1}{\frac{1}{2} \cdot A_{MELLOMLEGG}} = \frac{2 \cdot 132{,}20 \cdot 10^3}{148 \cdot 152} = 11{,}75\ \frac{N}{mm^2}$$

Dette gir en sammentrykning av mellomleggsplaten:

$$z_{MELLOMLEGG\ DEL1} = \frac{2 \cdot 132{,}20 \cdot 10^3}{140 \cdot 10^3} = 1{,}89\ mm$$

Aspektet medfører en avlastning på den andre halvdel:

$$T2 = \frac{1}{2} \cdot 186{,}40 - 39{,}00 = 54{,}20\ kN$$

Gjennomsnittspenning blir for denne delen:

$$\sigma_{MELLOMLEGG;\,DEL2} = \frac{T2}{\frac{1}{2} \cdot A_{MELLOMLEGG}} = \frac{2 \cdot 54{,}20 \cdot 10^3}{148 \cdot 152} = 4{,}82\ \frac{N}{mm^2}$$

Dette gir en sammentrykning av mellomleggsplaten på denne halvdelen:

$$z_{MELLOMLEGG\ DEL2} = \frac{2 \cdot 54{,}20 \cdot 10^3}{140 \cdot 10^3} = 0{,}78\ mm$$

Hele mellomleggsplaten blir belastet på trykk og fjær belastes ikke på strekk. Det er ledig kapasitet i befestigelsen etter forutsetningene.

6.3 Kurver med små radier; YKV = 0,40 · QKV

Utfører en beregning med høyere horisontalkraft.
I kurver med små radier opptrer vertikalkraft og horisontalkraft.
Det utføres en vurdering med vertikalkraft Q_{KV} = 186,40 kN og en horisontalkraft lik Y_{KV} = 0,40 · 186,40 = 74,60 kN.
For en befestigelse hvor skinnen ligger direkte på underlagsplate av stål, gjelder følgende oppsett (figur 1):
Vertikalkraft:

$$Q_{KV} = 186{,}40\ kN$$

Horisontalkraft:

$$Y_{KV} = 74{,}60\ kN$$

Torsjonsmomentet beregnes:

$$M_T = Y_{KV} \cdot h - Q_{KV} \cdot e = 74{,}60 \cdot 0{,}172 - 186{,}40 \cdot 0{,}036 = 12{,}83 - 6{,}71 = 6{,}12\ kNm$$

Det antas en rektangulær belastning på strekk og på trykk på hver sin halvdel av skinnefot. Avstanden mellom de 2 «oppleggskreftene» i underlagsplate:

$$\frac{1}{2} \cdot b = 75\ mm = 0{,}075m$$

Hver kraft fra moment:

$$T = \frac{2 \cdot M_T}{b} = \frac{2 \cdot 6{,}12}{0{,}15} = 81{,}60\ kN$$

Aspektet medfører en pålastning på den ene halvdel:

$$T1 = \frac{1}{2} \cdot 186{,}40 + 81{,}60 = 174{,}80\ kN$$

Gjennomsnittspenning blir for denne delen:

$$\sigma_{MELLOMLEGG;\ DEL1} = \frac{T1}{\frac{1}{2} \cdot A_{MELLOMLEGG}} = \frac{2 \cdot 174{,}80 \cdot 10^3}{148 \cdot 152} = 15{,}54\ \frac{N}{mm^2}$$

Dette gir en sammentrykning av mellomleggsplaten:

$$z_{MELLOMLEGG\ DEL1} = \frac{2 \cdot 174{,}80 \cdot 10^3}{140 \cdot 10^3} = 2{,}50\ mm$$

Aspektet medfører en avlastning på den andre halvdel:

$$T2 = \frac{1}{2} \cdot 186{,}40 - 81{,}60 = 11{,}60\ kN$$

Gjennomsnittspenning blir for denne delen:

$$\sigma_{MELLOMLEGG;\ DEL2} = \frac{T2}{\frac{1}{2} \cdot A_{MELLOMLEGG}} = \frac{2 \cdot 11{,}60 \cdot 10^3}{148 \cdot 152} = 1{,}03\ \frac{N}{mm^2}$$

Dette gir en sammentrykning av mellomleggsplaten på denne halvdelen:

$$z_{MELLOMLEGG\ DEL2} = \frac{2 \cdot 11{,}60 \cdot 10^3}{140 \cdot 10^3} = 0{,}16\ mm$$

Hele mellomleggsplaten blir belastet på trykk og fjær belastes ikke på strekk. Det er ledig kapasitet i befestigelsen etter forutsetningene.

6.4 Kurver med små radier; $Y_{KV} = 0{,}45 \cdot Q_{KV}$

Utfører en beregning med høyere horisontalkraft.
I kurver med små radier opptrer vertikalkraft og horisontalkraft.
Det utføres en vurdering med vertikalkraft Q_{KV} = 186,40 kN og en horisontalkraft lik Y_{KV} = 0,45 · 186,40 = 83,90 kN.

For en befestigelse hvor skinnen ligger direkte på underlagsplate av stål, gjelder følgende oppsett (figur 1):
Vertikalkraft:

$$Q_{KV} = 186{,}40\ kN$$

Horisontalkraft:

$$Y_{KV} = 83{,}90\ kN$$

Torsjonsmomentet beregnes:

$$M_T = Y_{KV} \cdot h - Q_{KV} \cdot e = 83{,}90 \cdot 0{,}172 - 186{,}40 \cdot 0{,}036 = 14{,}43 - 6{,}71 = 7{,}72\ kNm$$

Det antas en rektangulær belastning på strekk og på trykk på hver sin halvdel av skinnefot. Avstanden mellom de 2 «oppleggskreftene» i underlagsplate:

$$\frac{1}{2} \cdot b = 75\ mm = 0{,}075m$$

Hver kraft fra moment:

$$T = \frac{2 \cdot M_T}{b} = \frac{2 \cdot 7{,}72}{0{,}15} = 102{,}90\ kN$$

Aspektet medfører en pålastning på den ene halvdel:

$$T1 = \frac{1}{2} \cdot 186{,}40 + 102{,}90 = 196{,}10\ kN$$

Gjennomsnittspenning blir for denne delen:

$$\sigma_{MELLOMLEGG;\,DEL1} = \frac{T1}{\frac{1}{2} \cdot A_{MELLOMLEGG}} = \frac{2 \cdot 196{,}10 \cdot 10^3}{148 \cdot 152} = 17{,}43\ \frac{N}{mm^2}$$

Dette gir en sammentrykning av mellomleggsplaten:

$$z_{MELLOMLEGG\,DEL1} = \frac{2 \cdot 196{,}10 \cdot 10^3}{140 \cdot 10^3} = 2{,}80\ mm$$

Aspektet medfører en avlastning på den andre halvdel:

$$T2 = \frac{1}{2} \cdot 186{,}40 - 102{,}90 = -\,9{,}70\ kN$$

Gjennomsnittspenning blir for denne delen:

$$\sigma_{MELLOMLEGG;\,DEL2} = \frac{T2}{\frac{1}{2} \cdot A_{MELLOMLEGG}} = -\frac{2 \cdot 9{,}70 \cdot 10^3}{148 \cdot 152} = -0{,}86\ \frac{N}{mm^2}$$

Skinnefot hever seg fra mellomleggsplaten på denne halvdelen og det blir oppløft:

$$z_{MELLOMLEGG\ DEL2} = -\frac{2 \cdot 9{,}70 \cdot 10^3}{140 \cdot 10^3} = -0{,}14\ mm$$

Det opptrer en oppløftkraft på 9,70 kN som må betraktes som grenseverdi.
I kombinasjon med Q_{KV} = 186,40 kN har befestigelsen en kapasitet for lateral kraft $Y_{KV} = 0{,}45 \cdot Q_{KV}$ = 83,90 kN.

7 HJUL-SKINNE KONTAKTMEKANIKK

7.1 Innledning

Utarbeidelsen av det foreliggende dokument er motivert med bakgrunn i en mulig beslutning om å øke aksellasten fra 30,00 tonn til 35,00 tonn på permanent basis på eksisterende spor på Ofotbanen.
Teamet handler primært om hjul – skinne kontaktmekanikk for tunglastbaner.
Det er benyttet i hovedsak 3 lærebøker som referanse:

- [1] Gleisdynamik (Klaus Knothe, tidligere professor ved TU Berlin)
- [2] Schienenfahrzeugdynamik (Klaus Knothe, TU Berlin og Sebastian Stichel, KTH)
- [3] Spårfordons dynamik (Evert Andersson, Mats Berg, Sebastian Stichel, alle KTH)

I tillegg er brukt 3 artikler i den internasjonale presse:

- [13] Beanspruchungen von Schienen unter statischen, dynamischen und thermischen Belastungen, ZEVrail Glasers Annalen 2003 März/April (Klaus Knothe med medforfattere)
- [15] Rollkontaktermüdung; Modelle zur Prognose von Rollkontaktermüdungsschäden an Schienen; EI-Eisenbahningenieur Juli 2009 (Manfred Zacher, DB Systemtechnik AG med medforfattere)
- [16] Management and Understanding of Rolling Contact Fatigue, Rail Safety & Standards Board July 2006 (Dr. F. J. Franklin, Newcastle University med medforfattere)

I forbindelse med prosjektet for innføring av høyere aksellaster på Ofotbanen er det også benyttet et FoU prosjekt i regi av JBV:

- [17] FoU Control of Wheel Rail Contact Stresses (K – 008491); MiW Rail Technology, Sverige 2016

Endelig er det anvendt informasjon fra et foredrag i IHHA Konferanse i Perth, Australia 2015:

- [18] Fundamentals of Wheel / Rail Interaction (Harry Tournay; TTCI)

[1] har vært benyttet som veileder
[2] har tjent som referanse
[3] har gitt verdifull informasjon
[13] har gitt verdifull informasjon
[15] har gitt verdifull informasjon

Det må også nevnes at PhD student Saad Ahmed Khan har gitt relevant informasjon i forbindelse med et foredrag som han holdt i et møte ved Luleå Railway Research Center høsten 2015:

- [19] JVTC Project: Top of Rail-reduction of damages in wheel/rail interaction
- [20] Simulation of Top-Of-Rail Friction-Modifier effect on rail curves (Saad Ahmed Khan)

Den sistnevnte rapporten beskriver virkningen av å anbringe et system for kontroll av friksjonen på toppen av skinnehodet og ikke bare på kanten av skinnehodet og på hjulflensen. Smøring av kant av skinnehodet og av hjulflens kan utføres med utstyr og reguleres fra lokomotivet. Rapporten konkluderer med at hastigheten for slitasje uttrykt i

volum av materialet pr. sekund kan reduseres betraktelig ved å kontrollere friksjonsforholdene på topp skinnehode.

7.2 Vurdering av beregningsmetoder

Det er utviklet metoder for beregning av kontaktflaten i hjul – skinne kontaktforholdet:

- For den forenklede metode antas en rektangulær kontaktflate med et gjennomsnittlig flatetrykk.
- For den mer detaljerte metode legges til grunn en elliptisk kontaktflate med en ellipsoide trykkfordeling iht. Hertz teori hvor radier i tverrprofilene til skinnehode og hjulbane blir tatt med i betraktningene.
- Det er kjent at kontaktflaten i mange operative forhold er ikke- elliptisk, men at den beskrives gjennom en deformert ellipse. Det er nødvendig med omfattende algoritmeprosedyrer for å beregne spenninger i et slikt tilfelle.
- Shakedown diagram er benyttet for vurdering av belastningen på skinnehodet og når materialflyt i det indre av skinnehodet og på overflaten av skinnehodet er forventet å ville vil oppstå.
- Resulterende spenninger er beregnet iht. hypotese til von Mises. I denne sammenheng består den resulterende spenning av en skjærspenning som utgår fra en ren normalbelastning på skinnehodet og en tangential spenning (krypkrefter på grunn av bremsing).
- Endelig blir parameteren Tγ vurdert som er en RCF skadefunksjon. RCF er forkortelse av Rollig Contact Fatigue. Parameteren ble utviklet i England etter Hatfield ulykken i år 2000 og er derfor ennå meget ung. Det er forsøkt å komme med en konklusjon ved anvendelse av Tγ. Erfaringsgrunnlaget er imidlertid mangelfull og konklusjonen i denne rapporten er av den grunn basert på litt usikkerhet. Imidlertid har vurderingene i [2] vært til stor hjelp.
- Mht. Tγ funksjonen må det vektlegges at den er best egnet til å vurdere utmatting og slitasje på Ofotbanen på grunn av tilnærmet ensartet trafikk på denne banen som er frakt av malm med tunge aksellaster. Funksjonen beskriver belastning gjennom en energibetraktning for lokasjoner langs banen og denne energiomsetningen er dermed i praksis den samme fra alle hjul.

T_γ reflekterer når utvikling av riss blir forventet å ville oppstå og beskriver den videre utvikling av utmattingsskader samt slitasje på grunn av kontakt mellom hjul og skinne ved et antall overrullinger av hjul i en energibetraktning.
Det vil bli vurdert rene løpehjul fra vogner knyttet til bremsing. Hjul fra lokomotiv er ikke betraktet.

7.3 Profil for hjul og skinner på Ofotbanen

Det blir benyttet ulike tverrprofil for skinne og hjul på Ofotbanen relatert til sporets kurvatur.

Tabell 7.3-A: Tverrprofil og Hjul på Ofotbanen relatert til sporets kurvatur

Hjulprofil	WP4	S1002	WPL9	WPLX5v2	
Skinneprofil	MB1	MB1v2 asym	MB4	60E1	MB5

I [13] ble det på generelt grunnlag redegjort for hvilke parametere som har mest innflytelse på utmattingsskader og slitasje på skinnehodet. For en økning av aksellast fra 30,00 tonn til 35,00 tonn er virkningen vurdert til å være av akseptert betydning for de fleste parametere.

Det er imidlertid meget viktig å benytte et riktig tilpasset hjulbaneprofil. Minimale endringer kan føre til utmatting på skinnene (Tabell 7.4-A).

7.4 Vurderingsparameterer for slitasje og utmatting

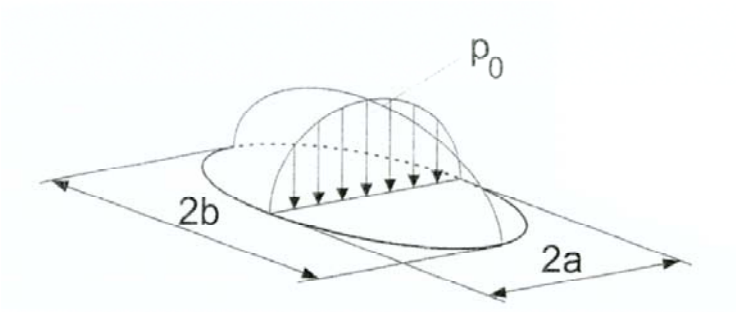
Tabell 7.4-A: Parametere for vurdering av økning av aksellast fra 30,00 tonn til 32,50 tonn til 35,00 tonn på Ofotbanen

Konsekvenser ved økning av aksellast fra 30,00 tonn til 32,50 tonn, til 35,00 tonn		
Parameter	Effekt på utmattingsskader	Kommentarer
Aksellast	Moderat	Kan ikke påvises beregningsmessig drastiske endringer for utvikling av utmattingsskader ved økning av aksellast fra 30,00 tonn til 35,00 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. tørre 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 utmattingsskader; hjulbanen vil danne et hulprofil

7.5 Elliptisk kontaktflate

Dersom termene a og b er halvakser i den elliptiske kontaktflate mellom hjul og skinne, kan det for rullende kontakt utledes følgende relasjoner mellom normalkraft N (eller hjulkraft) og halvaksene hvor termen p_0 er utledet av normalkraften:

- a er proporsjonal med $N^{1/3}$
- b er proporsjonal med $N^{1/3}$



Figur 7.5-A: Elliptisk kontaktflate mellom hjul og skinne

Videre gjelder for den elliptiske kontaktflate A_e og kontaktspenningen $\sigma_{\xi\ max}$ for rullende kontakt:

- A_e er proporsjonal med $N^{2/3}$
- $\sigma_{\xi,\ max}$ er proporsjonal med $N^{1/3}$

Proporsjonalitetsfaktorene skyldes blant annet Poissons ratio.
Ovennevnte relasjoner er meget viktige erkjennelser. Hypotesen innebærer at dersom normalkraften N dobles til 2 N, så øker den maksimale spenning i middelpunktet i ellipsen med en faktor $2^{1/3} \approx 1{,}26$. Dersom konsekvensene av en økning av aksellasten skal vurderes, må dette faktum tas med i vurderingene. Noen relasjoner er gitt i Tabell 7.6-A.

7.6 Tabeller

Tabell 7.6-A: Forhold mellom normalkraft, eventuelt vertikalkraft, økning i kraften (faktor) og økning i maksimal spenning (faktor)

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 $\sigma_{\xi,\ max}$ i (faktor)	1,000	1,063	1,145	1,176	1,210

Normalt vil halvaksen i kjøreretningen a < halvaksen b i tverretningen i kontaktflaten mellom hjul og skinne på rett linje.
Tabell 7.6-A er i tråd med observasjonene i Tabell 7.3-A vedrørende innflytelse av aksellast og hjuldiameter.
På Ofotbanen benyttes hjulprofil for vogner og skinneprofil som vist i Tabell 7.6-B.

Tabell 7.6-B: Hjulprofil for malmvogner og skinneprofil på Ofotbanen

Rett strekning		Kurver				Hjul-profil
		Radius < 600 m		Radius > 600 m		
Høytligg-ende skinne	Lavtligg-ende skinne	Høytligg-ende skinne	Lavtligg-ende skinne	Høytliggende skinne	Lavtliggende skinne	WP4
MB4	MB4	MB1v2Ass	MB4	MB4	MB4	WP4

[13] gir en oversikt over gjennomsnittlige verdier for oppredende spenninger i kontaktflaten mellom hjul og skinne for de forskjellige profiltyper (Tabell 7.6-C).

Tabell 7.6-C: Gjennomsnittlige verdier for belastning i kontaktflaten hjul/skinne for forskjellige profil uttrykt i N/mm2 for 30,00 tonns aksellast [13]

Parametere	WP4	S1002	WPL9	WPLX5v2
MB1	1868	2136	1302	1436
MB1v2asym	2756	2735	2936	2897
MB4	1300	1099	1662	1439
60E1	1271	1065	1399	1349
MB5	1293	1532	1750	1363

Det registreres at hjulprofilet S1002 i kombinasjon med skinneprofil 60E1 gir de laveste belastningsverdiene. Det framgår også at skinneprofil MB1v2asym i kombinasjon med hjulprofilet WP4 gir de største belastningene. Det asymmetriske skinneprofilet MB1v2asym benyttes på Ofotbanen for den høytliggende skinne i kurver med små radier; dvs. R < 600 m.

I Tabell 7.6-D er gitt verdier for belastning i kontaktflaten mellom hjul og skinne på rett strekning og i kurver med store radier for aksellast lik 35,00 tonn under forutsetning av jevn overflate på skinnehodet iht. beregninger utført i dette dokumentet. Krumningsradius i tverrprofilet til skinnehodet er antatt $r_{\eta R}$ = 0,290 m.

Tabell 7.6-D: Belastningsverdier beregnet for aksellast 35,000 tonn

Parametere	Maksimal skinnespenning i kontaktflate hjul/skinne ved rullende kontakt; hjuldiameter er 910 mm		
Krumningsradius, tverrprofil, skinne; $r_{\eta R}$ (m)	0,290		
Krumningsradius, tverrprofil, hjulbane; $r_{\eta R}$ (m)	0,330	0,360	∞ (konisk profil)
Kontaktsareal (mm^2)	339	296	181,50
Kontaktspenning (N/mm^2)	841	963	1570
Økning i forhold til 30,00 tonn	1,052	1,052	1,052

I Tabell 7.6-E er gitt verdier for belastning i kontaktflaten mellom hjul og skinne på rett strekning og i kurver med store radier for aksellast lik 35,00 tonn under forutsetning av jevn overflate på skinnehodet iht. beregninger utført i dette dokumentet. Krumningsradius i tverrprofilet til skinnehodet er antatt $r_{\eta R}$ = 0,300 m.

Tabell 7.6-E: Belastningsverdier beregnet for aksellast 35,00 tonn

Parametere	Maksimal skinnespenning i kontaktflate hjul/skinne ved rullende kontakt; hjuldiameter er 910 mm		
Krumningsradius, tverrprofil, skinne; $r_{\eta R}$ (m)	0,300		
Krumningsradius, tverrprofil, hjulbane; $r_{\eta R}$ (m)	0,330	0,360	∞ (konisk profil)
Kontaktsareal (mm^2)	365	314	184
Kontaktspenning (N/mm^2)	780	908	1549
Økning i forhold til 30,00 tonn	1,052	1,052	1,052

Belastningsverdiene i Tabell 7.6-E og Tabell 7.6-F er noe lavere enn belastningsverdiene i Tabell 7.6-D. Aspektet har sammenheng med antakelsene relatert til tverrprofilene i hjulbane og på skinnehodet samt sporgeometri (rett strekning; store kurveradier, små kurveradier).

Tabell 7.6-F gir en oversikt over relative forhold mellom aksellaster og kontaktspenninger ved rullende kontakt (normalspenninger) iht. Hertz kontaktgeometri.

Tabell 7.6-F: Relative forhold mellom normalkraft og kontaktspenninger ved rullende kontakt

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 $\sigma_{\xi, max}$ i (faktor)	1,000	1,063	1,145	1,176	1,210
Økning i hjulkraft i forhold til 120 kN		1,000	1,250	1,354	1,458
Økning i spenning i origo $\sigma_{\xi, max}$ i (faktor)		1,000	1,078	1,106	1,134
Økning i hjulkraft i forhold til 150 kN			1,000	1,083	1,167
Økning i spenning i origo $\sigma_{\xi, max}$ i (faktor)			1,000	1,027	1,052
Økning i hjulkraft i forhold til 162,50 kN				1,000	1,077
Økning i spenning i origo $\sigma_{\xi, max}$ i (faktor)				1,000	1,025

Tabell 7.6-F viser at dersom normalkraften øker fra 30,00 tonn til 35,00 tonn med faktor 1,167, så øker normalspenningen med en faktor 1,052.

I Tabell 7.4-A er det påpekt at høy friksjonskoeffisient mellom hjul og skinne øker risikoen for at utmatting vil inntreffe på skinnehodet; eventuelt at slitasje vil oppstå ved høyt energiarbeid. Det kan derfor være aktuelt å vurdere tiltak på skinnehodet for å forsinke denne prosessen. Dette kan gjøres ved å introdusere et material som virker i kontaktflaten mellom hjul og skinne på toppen av skinnehodet [16]. Det beskrives en framgangsmåte for å anbringe et slikt middel som skal kunne redusere friksjonen mellom topp skinnehode og hjulbane og samtidig utføre kontroll med friksjonskoeffisienten (Top-of-rail Friction Modifier (TOR – FM)). Metoden er imidlertid ikke tilstrekkelig utviklet og derfor ennå ikke særlig anvendbar.
Beregninger viser at resulterende spenninger i skinnehodets overflate iht. hypotese til von Mises vil bli meget store ved tørre skinner i forbindelse med bremsing. Imidlertid en økning av aksellast fra 30,00 tonn til 35,00 tonn har ikke dramatisk virkning. Eksisterende situasjon forventes ikke å endre seg vesentlig ved økningen av aksellasten ved samme hjuldiameter.

Tabell 7.6-G: Resulterende spenninger iht. von Mises med utgangspunkt i radius i profil for skinnehodet lik 0,290 m for forskjellige hjulbaneprofil

Parametere		Tangentialspenning q_0 ved full glidning (N/mm^2)		
		Malmvogn med hjuldiameter 900 mm		
Krumningsradius, tverrprofil, skinne; $r_{\eta R}$ (m)		0,290		
Hjulbaneprofil r_η (m)		0,33	0,36	∞
Kontaktareal A_e (mm^2)		339	296	181,50
Normalspenning p_0 (N/mm^2); rullende kontakt		841	963	1570
Resulterende spenning ved skjær og kryp σ_{VM}		$\sigma_{VM} = \frac{p_0}{\sqrt{3}}$; $\sigma_{VM} = \sqrt{(0{,}40 \cdot p_0)^2 + 3 \cdot (\mu \cdot p_0)^2}$		
μ = 0,00	N/mm^2	492	557	908
μ = 0,10	N/mm^2	367	420	685
μ = 0,15	N/mm^2	401	460	749
μ = 0,25	N/mm^2	496	568	926
μ = 0,30	N/mm^2	551	631	1030
μ = 0,40	N/mm^2	673	770	1256
μ = 0,50	N/mm^2	803	919	1498
μ = 0,60	N/mm^2	937	1037	1748

Tabell 7.6-H: Resulterende spenninger iht. von Mises med utgangspunkt i radius i profil for skinnehodet lik 0,300 m for forskjellige hjulbaneprofil

Parametere		Tangentialspenning q_0 ved full glidning (N/mm^2)		
		Malmvogn med hjuldiameter 900 mm		
Krumningsradius, tverrprofil, skinne; $r_{\eta R}$ (m)		0,300		
Hjulbaneprofil r_η (m)		0,33	0,36	∞
Kontaktareal A_e (mm^2)		365	314	184
Normalspenning p_0 (N/mm^2); rullende kontakt		770	902	1540
Resulterende spenning ved skjær og kryp σ_{VM}		$\sigma_{VM} = \frac{p_0}{\sqrt{3}}$; $\sigma_{VM} = \sqrt{(0{,}40 \cdot p_0)^2 + 3 \cdot (\mu \cdot p_0)^2}$		
μ = 0,00	N/mm^2	445	521	890
μ = 0,10	N/mm^2	336	393	671
μ = 0,15	N/mm^2	367	430	734
μ = 0,25	N/mm^2	454	532	908
μ = 0,30	N/mm^2	505	592	1010
μ = 0,40	N/mm^2	616	722	1232
μ = 0,50	N/mm^2	734	860	1469
μ = 0,60	N/mm^2	857	1004	1715

7.7 Parametere for beregning av kontaktspenninger

En mengde parametere har betydning for vurdering:

- Aksellaster
- Hjuldiameter
- Beskaffenhet av overflate på skinnehodet:
  (1) Jevne overflater
  (2) Overflater bestående av rifler og bølger
  (3) Rue overflater
- Friksjonskoeffisient:
  (4) Høy
  (5) Middels
  (6) Lav
- Adhesjonsforhold i kontaktflaten
  (7) Fullstendig glidning
  (8) Delvis glidning og heft
  (9) Fullstendig heft
- Kontaktforhold hjul/skinne
  (10) Ettpunktberøring
  (11) Topunktsberøring
  (12) Linjeberøring
- Form på kontaktflaten hjul/skinne
  (13) Rektangulær flate med halvsylindrisk trykkbelastning
  (14) Elliptisk kontaktflate iht. Hertz teori med ellipsoide trykkfordeling
  (15) Ikke elliptisk kontaktflate iht. Kalker med deformert ellipsoide trykkfordeling
- Sporgeometri
  (16) Rett linje og store kurveradier
  (17) Små kurveradier
  (18) Sporvidde
  (19) Bevegelse av hjulaksel iht. Klingels teori (sinusbevegelse på grunn av sporspillet)
- Profilenes beskaffenhet (hjulbane i tverrplanet og skinnehodets tverrprofil)
  (20) Nominelle profil
  (21) Slitte profil
- Skinnekvalitet (R 260 Mn, R 350 HT, R 400 HT)

Det er i dette dokumentet ikke gjennomførbart å ta alle forhold i betraktning mht. beregninger.
Det er gjort noen avgrensninger og forutsetninger:

- Jevn overflate på skinnehodene
- Betraktning på rett linje og i kurver med store radier
- Antakelse om elliptisk kontaktflate med ellipsoide trykkfordeling iht. Hertz teori
- Hjul/skinne kontaktforhold med nominelt skinneprofil i samvirke med 3 forskjellige hjulprofil i tverrplanet
- Ulike friksjonskoeffisienter
- Skinne av type 60E1 i kvalitet R260 Mn (gjelder steg og skinnefot) og i kvalitetene R 350 HT og R 400 HT (gjelder skinnehodet)
- Sporvidde lik 1436 mm

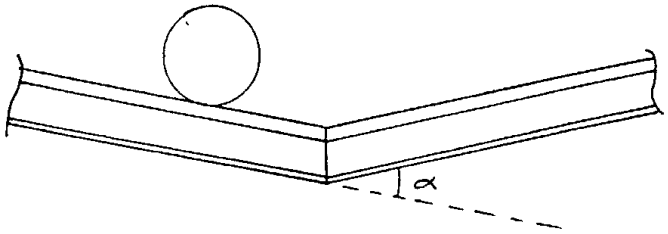
- Hjulaksel i sentrisk posisjon i sporet
- Antakelse om linjeberøring av hjulbane til hjulet i løpebaneområde til skinnehode med konstant radius

8 OFOTBANEN, STØT OG SLAGKREFTER FOR 35,00 TONNS AKSELLAST

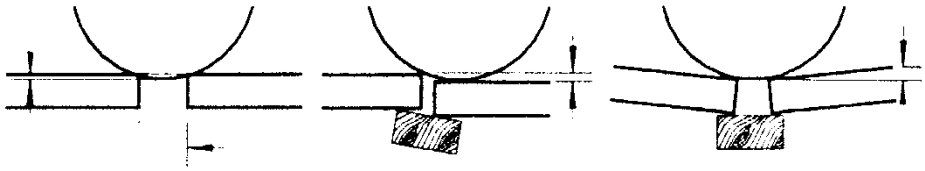
8.1 Støt- og slagkrefter ved laskede skjøter, hjulslag og sveiseskjøter

8.1.1 Innledning

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 8.1-A og Figur 8.1-B.



Figur 8.1-A: ***Helning av skinne i lasket skjøt***



Figur 8.1-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.

8.1.2 Beregning av P1 og P2 krefter i skjøter i lasket spor

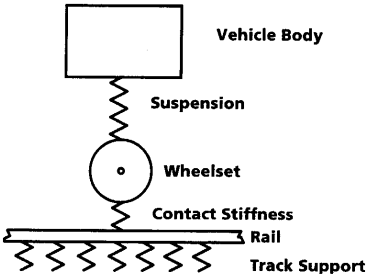
P1 opptrer umiddelbart på skinnehodet.
Følgende formel er gitt:

$$P1 = P_0 + 2\alpha v \sqrt{\frac{k_H \cdot m_{T1}}{1 + \frac{m_{T1}}{m_u}}}$$

Her betyr:

- P_0 er statisk hjulkraft; dvs. identisk med Q_0; eventuelt $Q_{KV\ STST}$ (kN)
- 2 α er den totale vinkel i fordypningen av irregulariteten (rad)
- v er hastighet (m/s)
- k_H er lineariteten i Hertz kontaktstivhet (N/m)
- m_{T1} er effektiv ekvivalent spormasse for beregning av P1 (kg)
- m_U er uavfjæret masse av hjulsats (kg)

Modell for beregning av slagkrefter og støtkrefter er vist i Figur 8.1-C.



Figur 8.1-C: ***Skisse av modell for beregning av støtkrefter og slagkrefter***

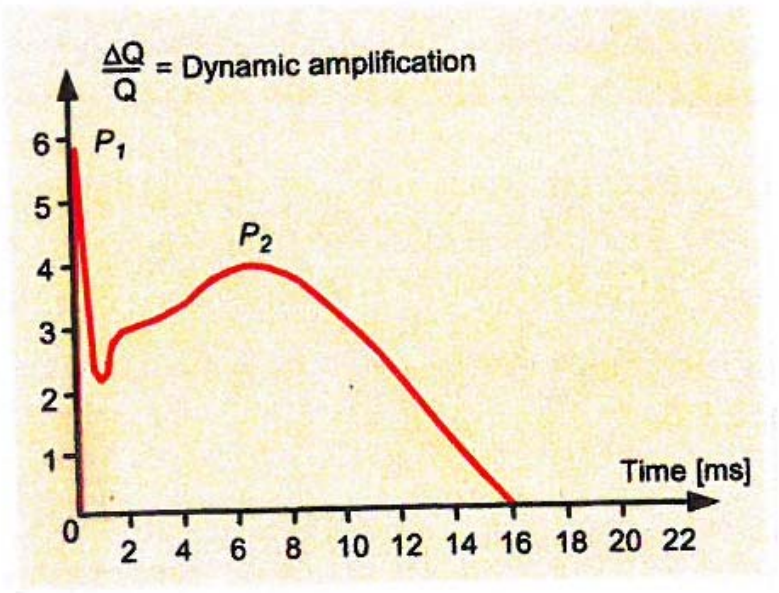
P2 opptrer litt senere i overbygningskonstruksjonen og forårsaker skade og nedbrytning av denne.
Følgende formel gjelder:

$$P2 = P_0 + 2\alpha v \sqrt{\frac{m_U}{m_U + m_{T2}}} \cdot \left(1 - \frac{c_T \prod}{\sqrt{k_{T2} \cdot (m_U + m_{T2}}}\right) \cdot \sqrt{k_{T2}\, m_U}$$

I tillegg til ovennevnte betegnelser betyr:
m_{T2} er ekvivalent medsvingende spormasse for beregning av P2 (kg)
k_{T2} er ekvivalent sporstivhet for beregning av P2 (N/m)
c_T er ekvivalent spordemping for beregning av P2 (Ns/m)
Litteraturen beskriver også en enklere (tilnærmet) formel:

$$P2 = P0 + \lambda \cdot 2 \cdot \alpha \cdot v \cdot \sqrt{k \cdot m_U}$$

Det vises til Figur 8.1-D.



Figur 8.1-D: Hjul/skinne diagram for støtkrefter illustrert ved P1 og P2; abscissen viser millisekunder for opptreden av kreftene; ordinaten viser mulig forhold mellom dynamisk kraft og statisk kraft fra et hjul

Her betyr:

- λ er dimensjonsløs faktor avhengig av kvalitet på sporpakking (≤ 1)
- k er sporets stivhet

Slagkreftene eller støtkreftene blir i det vesentligste en funksjon av hjulkraft og hastighet.
På Ofotbanen er i eksisterende situasjon hjullasten omtrent 15 tonn og hastigheten er 50 km/h.
I en fremtidig situasjon vil hjullasten være 17,50 tonn og hastigheten vil være 50 km/h (i prosjektet).
Aspektet medfører at under ellers like forutsetninger vil slagkreftene eller støtkreftene øke.
Tabell 8.1-A gir oversikt over kilder til opphav av P1 og P2 krefter og tiltak som må iverksettes.

Tabell 8.1-A: ***P1 og P2 krefter og vedlikehold***

Type av irregularitet	Utøvende kraft	Vedlikeholdstiltak
Hjulslag og defekter på hjul	P1; P2	hjuldreining
Korte bølgelengder på skinnehodet	P1; P2	Sliping (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 som gir bølgelengder	Rullende materiell	Pakking

Det skal gjennomføres en beregning for eksisterende og framtidig situasjon.
Følgende parameterverdier antas for ny situasjon:

- Statisk hjulkraft: P_0 = 175,00 kN
- 2 x vinkel for skjøt: 2 α = 20 mrad = 0,02 radianer
- Hertzian kontakt fjærstivhet: $k_H = 1{,}7620 \cdot 10^9$ N/m
- Effektiv spormasse: $m_{T1} = 2000 \cdot 0{,}52 \cdot 0{,}50 \cdot 1{,}20 = 624$ kg
- Uavfjæret masse av et halvt hjulsett: m_U = 1500 kg

Termen $k_H = 1{,}7620 \cdot 10^9$ N/m er beregnet gjennom formel:

$$k_H = \sqrt[3]{3 \cdot E^2 \cdot Q_{KV} \cdot 1000 \cdot \frac{\sqrt{Rhjul \cdot Rskinneprofil}}{2 \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)^2}}$$

Termene betyr:

- E er stålets elastisitetsmodul = $2{,}10 \cdot 10^{11}$ N/m^2
- Q_{KV} = 186,39 kN (antakelse om noe noe skjevlast)
- Rhjul er hjuldiameter og antas lik 0,450 m (litt slitt hjul)
- Rskinneprofil er profilets radius og antas lik 0,300 m
- Parameteren υ er Poisson ratio og antas lik 0,30

For den effektive spormasse m_{T1} antas en egenvekt lik 2000 kg/m^3. Neste faktor er svilleavstand, deretter sporets tykkelse regnet fra svilleoverkant, endelig er tallet 1,20 sporkonstruksjonens halve bredde.

- Hastighet er: V = 50 km/h = 13,90 m/s

Kraften beregnes for $P_0 = Q_{KV\ STAT}$ = 186,39 kN:

$$P1 = P_0 + 2\alpha v \sqrt{\frac{k_H \cdot m_{T1}}{1 + \frac{m_{T1}}{m_u}}}$$

$$P1 = 186{,}39 + 2 \cdot 0{,}02 \cdot 13{,}90 \cdot \sqrt{\frac{1{,}7620 \cdot 10^9 \cdot 624}{1 + \frac{624}{1500}}} = 186{,}39 + 490{,}00 = 676{,}39\ kN$$

$$P2 = P_0 + \lambda \cdot 2 \cdot \alpha \cdot v \cdot \sqrt{k \cdot m_U}$$

$$P2 = 186{,}39 + 1 \cdot 2 \cdot 0{,}02 \cdot 13{,}90 \cdot \sqrt{50 \cdot 1500} = 186{,}39 + 152{,}27 = 338{,}66\ kN$$

Verdi for sporets stivhet k må antas å være omtrentlig; parameterverdien kan variere med årstiden.
Følgende parameterverdier antas for eksisterende situasjon for statisk hjulkraft P_0 = 150 kN:

- 2 x vinkel for skjøt: 2 α = 20 mrad = 0,02 radianer
- Hertzian kontakt fjærstivhet: $k_H = 1{,}613 \cdot 10^9$ N/m
- Effektiv spormasse: m_{T1} = 624 kg
- Uavfjæret masse av et halvt hjulsett: m_U = 1500 kg
- Hastighet er: V = 50 km/h = 13,90 m/s

$$k_H = \sqrt[3]{3 \cdot E^2 \cdot Q_{KV} \cdot 1000 \cdot \frac{\sqrt{Rhjul \cdot Rskinneprofil}}{2 \cdot \left(1 - \upsilon^2\right)^2}}$$

$$k_H = \sqrt[3]{3 \cdot 2{,}10 \cdot 10^{11} \cdot 2{,}10 \cdot 10^{11} \cdot 150 \cdot 1000 \cdot \frac{\sqrt{0{,}450 \cdot 0{,}300}}{2 \cdot \left(1 - 0{,}30^2\right)^2}} = 1{,}613 \cdot 10^9\ N/m$$

$$P1 = 150{,}00 + 2 \cdot 0{,}02 \cdot 13{,}90 \cdot \sqrt{\frac{1{,}613 \cdot 10^9 \cdot 624}{1 + \frac{624}{1500}}} = 150{,}00 + 468{,}76 = 618{,}80\ kN$$

$$P2 = 150{,}00 + 1 \cdot 2 \cdot 0{,}02 \cdot 13{,}90 \cdot \sqrt{50{,}00 \cdot 1500} = 150{,}00 + 152{,}27 = 302{,}27\ kN$$

Overgang fra eksisterende situasjon med aksellast lik 30 tonn og hastighet lik 50 km/h til ny situasjon med aksellast lik 35,00 tonn inkludert skjevlast og hastighet lik 50 km/h gir en økning i P1 på om lag en faktor lik

$$\frac{676{,}39}{618{,}80} = 1{,}093$$

For P2 blir økningen:

$$\frac{338,66}{302,27} = 1,120$$

Økning i aksellast er

$$\frac{186,39}{150,00} = 1,25$$

Forholdet mellom resulterende støtkraft P1 fra hjul og statisk hjulkraftkraft er:

$$\frac{P1}{P_0} = \frac{679,39}{186,39} = 3,65$$

Forskjellen i økning av aksellast og økning i støt- og slagkreftene skyldes i første rekke dempingen i sporkonstruksjonen.
Det er et spørsmål om bruk av svillematter vil kunne medføre større elastisitet i sporkonstruksjonen og dermed gi lavere støt- eller slagkrefter ved irregulariteter på grunn av dempende virkning.
Det er ikke mulig å forutsi hvilke utslag en slik økning av P1 og P2 kreftene vil forårsake på sporet med umiddelbar virkning. Lokasjoner med irregulariteter som sveiseskjøter og laskede skjøter vil bli utsatt for høyere spissbelastninger. På lengre sikt vil naturlig nok sporet brytes hurtigere ned.

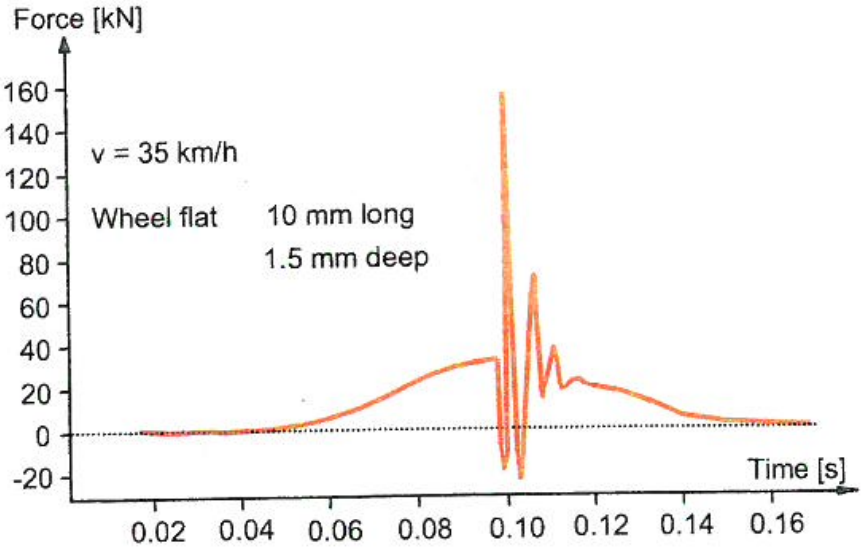
8.1.3 Virkning av hjulslag

Dette kapitlet har referanse til boken Modern Railway Track av Coenraad Esveld og er et resymé av innholdet i kapittel 4.11 Wheel flats. De etterfølgende figurer er hentet fra denne boka og har ingen referanse til aksellast på 35,00 tonn på Ofotbanen. Figurene er bare ment som illustrasjon for å forklare betydningen av aspektene. Kapitlet kan imidlertid benyttes for å indikere belastningsforhold og opptreden på Ofotbanen for 35,00 tonns aksellast.
Et flatt parti på hjulbanen utgjør et hjulslag. Hjulslag forårsaker spissbelastning som kan bli meget høye, men varer bare en kort stund. Figur 8.1-E viser et hjul med hjulslag.



Figur 8.1-E: Hjul med *hjulslag*

Det må legges til grunn at operatør har kontroll på vedlikeholdet av hjulet slik at hjulslag unngås.
Figur 8.1-F viser 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 antydet en lengde på hjulslaget på 10 mm og dybde på 1,50 mm. Hele forløpet har en tidshorisont på ca. 0,12 sekunder.



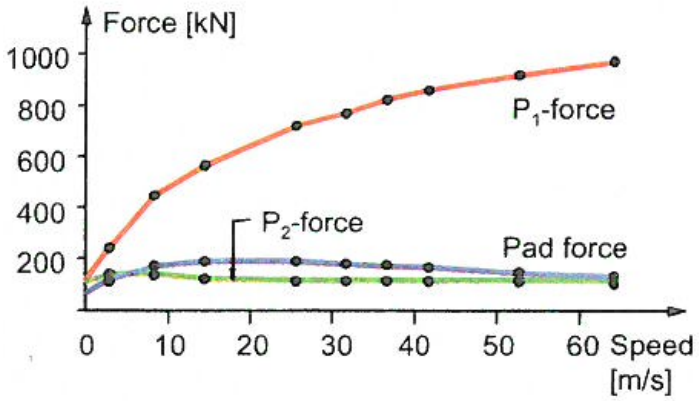
Figur 8.1-F: Eksempel for støtkraft mellom skinne og sville i forbindelse med passering av hjul med hjulslag; selv ved lav hastighet for V = 35 km/h kan støtkraften anta høy verdi

Det må legges til at hjulslag forårsaker omtrent den samme støtkraften på et spor uavhengig av geometrien. Støtkraften ved hjulslag oppstår like gjerne på rett strekning som i spor med små radier. Det kan sees bort i fra en sammenheng mellom støtkraften og sporets geometri. En isolert opptreden av en slik høy kraft på skinnen eller komponent i sporet for øvrig kan

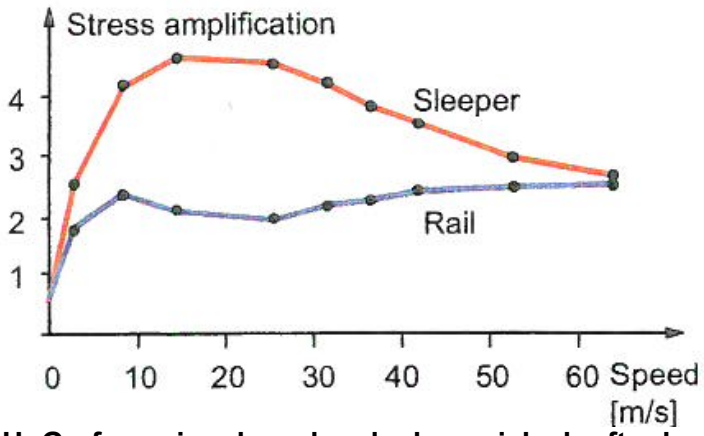
frambringe brudd eller utmatting. Spesielt ved kalde temperaturer med frost i ballastsengen kan de oppstå sprøbrudd på skinnen. I ekstreme situasjoner kan støtkraften bli opptil seks ganger den statiske hjulkraft. Støtkraften kan bli opptil 6 ganger større enn den statiske kraften.
Dersom denne type av krefter forekommer i frekvenser over 500 Hz, så øker denne parameteren kontinuerlig med hastigheten. Kraften refereres til P1 (som beskrevet i innledningskapitlet). Dersom kraften opptrer i frekvenser lavere enn 100 Hz, så blir denne (kraften) uavhengig av hastighet og kraften refererer til P2.
Vognene har en hjuldiameter på 915 mm. Ved framføringshastighet V = 50 km/h blir frekvensen:

$$f = \frac{v}{L} = \frac{\frac{50}{3,6}}{\prod \cdot 0,915} = 4,80\ Hz$$

Dersom hjulet har ett hjulslag som er flatt eller glatt, blir frekvensen for passering meget lav. Dersom hjulslaget har ujevnheter i flaten på hjulbanen, kan frekvensene øke betraktelig ved større hastigheter.
Kraften P1 er nær knyttet til Hertz kontakt fjærstivhet som vist i figur 4 og blir derfor et meget viktig aspekt i hjul/skinne kontaktmekanikken.
Det må ikke forekomme hjulslag med lengde større enn 60 mm og dybde større enn 1,50 mm.
I Figur 8.1-G er vist typiske eksempler på krefter som oppstår ved hjulslag. Det er tydelig at kraften P1 som virker mellom hjul og skinne, øker med hastigheten (som antydet foran). Diagrammet med grønn farge indikerer kraft P2 som er å betrakte som konstant uavhengig av hastighet og virker i overbygningen.
Figur 8.1-H viser den dynamiske tilleggsfaktor for sville og skinne som funksjon av hastighet. Det er tydelig at det dynamiske tillegget kan bli meget høyt for sviller i lavere hastighetsnivå som er typisk for Ofotbanen. Det dynamiske tillegget for skinner som funksjon av hastighet må også tillegges betydning.

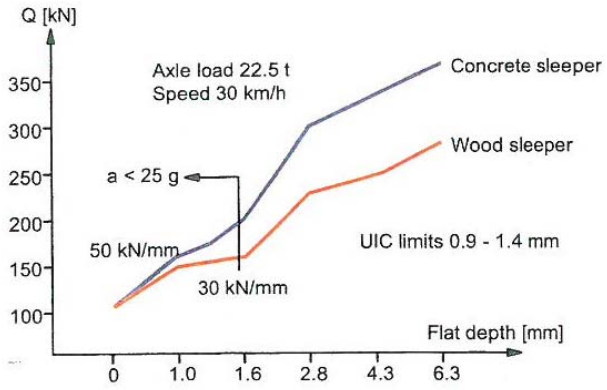


Figur 8.1-G: Typiske eksempler for P1 og P2 krefter; P1 øker med hastighet og P2 er praktisk konstant; diagrammene er ment å være orienterende og beskrivende. Størrelsen på kreftene har med hensyn til beregning ikke relasjon til 35,00 tonns aksellast på Ofotbanen



Figur 8.1-H: Grafene viser hvordan de dynamiske krefter kan øke med framføringshastigheten til materiellet for skinne og sville i forhold til statisk hjulkraft; det dynamiske tillegget kan bli betydelig for sviller i et lavere hastighetsnivå som er typisk for Ofotbanen

Dersom belastning på skinner skal betraktes, så er de midlere frekvenser relatert til stivheten til mellomlegget mellom skinne og sville av interesse.
Likeledes dersom belastning på sviller er av interesse, så er de lavere frekvenser i fjæregenskapene til ballastsengen av betydning.
Figur 8.1-I gir et bilde av vertikale krefter som kan oppstå på tresviller og betongsviller som funksjon av hjulslagets dybde til hjulet i et testprogram. Testresultatene framkom ved registrering av hjullasten i et frekvensbånd i intervallet 0 – 100 Hz. I testprogrammet var aksellasten 22,50 tonn og det er interessant å registrere at de største kreftene ble registrert ved en lav hastighet V = 30 km/h. Da framføringshastigheten på Ofotbanen er 50 km/h, har grafene trolig relevans.
Grafene kan betraktes som relativt lineært økende som funksjon av hjulslagets dybde og representerer dermed vinkelkoeffisienten for stigning av den vertikale kraft. Vinkelkoeffisienten er høyere for betongsviller (50 kN/mm) enn for tresviller (30 kN/m). Dette har naturlig nok sammenheng med at materialet tre er mer elastisk enn betong. Det mangler opplysninger om mellomlegget i gummi mellom skinne og betongsville.



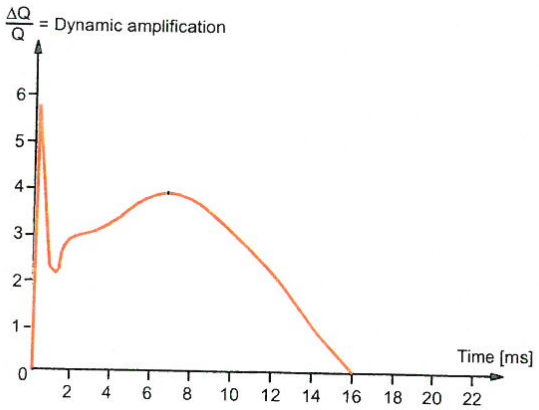
Figur 8.1-I: Betydning av hjulslagets dybde for størrelsen på den vertikale kraft på tre- og betongsviller for aksellast lik 22,50 tonn og hastighet lik 30 km/h; de største kreftene opptrer i dette hastighetsnivået og det bemerkes at hastigheten på Ofotbanen er 50 km/h

Det må poengteres at grafene gjelder for en aksellast på 22,50 tonn. Det er uvisst om vinkelkoeffisientene for betongsviller og tresviller vil være de samme for en aksellast

på 35,00 tonn. Grafene er derfor ikke egnet til å bli benyttet for denne aksellasten. Figur 9 er derfor bare å betrakte som orienterende.

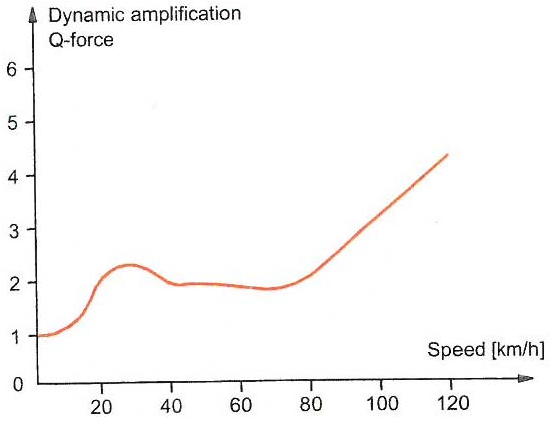
8.1.4 Krefter på grunn av dårlige sveiseskjøter

Dette kapitlet har referanse til boken Modern Railway Track av Coenraad Esveld og er et resymé av innholdet i kapittel 4.12 Forces due to bad welds. De etterfølgende figurer er hentet fra denne boka og har ingen referanse til aksellast på 35,00 tonn på Ofotbanen. Figurene er ment som illustrasjon for å forklare betydningen av aspektene. Kapitlet kan benyttes for å indikere belastningsforhold på Ofotbanen for 35,00 tonns aksellast.
Relativt mindre vertikale avvik i sveisegeometrien kan forårsake store dynamiske tilleggskrefter ved hjulpassering. Det er nødvendig å begrense de geometriske avvik i sveisene til et absolutt minimum (noen få tiendedels millimetere) i forhold til ønsket geometri.
Figur 8.1-J gir et bilde av aspektet. Grafen framstiller kraftfordelingen som funksjon av tiden når et hjul passerer over en mindre bra utført sveis. Opptredenen er ganske den samme som for hjulslag. Først opptrer en høy støtkraft P1 med varighet i en brøkdel av noen få tiendedels sekunder på grunn av mindre bra utført sveis. Denne kraften kan sammenlignes med P1 kraften som er omtalt tidligere i kapitlet. Kraften har betydning for spenninger i kontaktflaten for hjul/skinne. Det andre toppunktet i grafen representerer kraften P2 som opptrer senere og virker i overbygningen. I figur 10 er antydet at P2 vil inntreffe etter 7 -8 millisekunder.



Figur 8.1-J: ***Dynamisk virkning av mindre bra utført sveis som funksjon av tid***

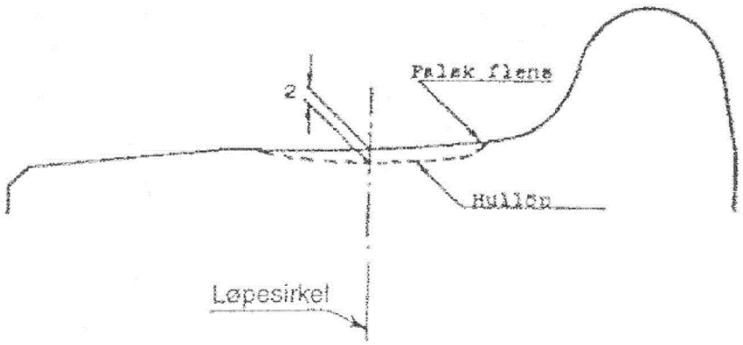
Endelig vises i Figur 8.1-K grafen for den dynamiske tilleggsfaktor av den vertikale hjulkraft når et hjul passerer over en mindre bra utført sveis som funksjon av hastighet. I et lavere hastighetsnivå som er representativt for Ofotbanen, kan det dynamiske tillegget anta en verdi lik 1,20 – 1,50.



Figur 8.1-K: Dynamisk tilleggsfaktor som funksjon av hastighet når et hjul passerer over en mindre bra utført sveis

8.1.5 Dobbelflens på hjulbane

Slitasje på hjulbanen forårsaker dobbel flens. Det vises til Figur 8.1-L.



Figur 8.1-L: Dobbelflens på hjulbane som blant annet kan oppstå ved blokkbremsing

Det er nødvendig å dreie hjulene når den dobbelte flense har nådd en definert dybde.

8.2 Konklusjon

Det er vist at formlene for P1 og P2 kreftene med tilstrekkelig nøyaktighet kan benyttes for beregning ved laskede skjøter, ved isolerte skjøter, ved hjulslag og ved sveiseskjøter.
Det må best 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 aspektene.

9 OFOTBANEN; BETONGSVILLER FOR 35 TONNS AKSELLAST

9.1 Innledning

Det utføres en beregning for betongsville for 35 tonns aksellast på Ofotbanen i samsvar med EN 13230: serie (E). Normen består av 6 deldokumenter.

9.2 Konklusjon

Tabell 9.2-A og Tabell 9.2-B viser resultat av beregninger av bøyemomenter i svilleende og i svillemidt med og uten svillematter etter UIC code 713 R 2.3.10, formel [4.2].

Tabell 9.2-A: Momenter i JBV60 betongsville med svillematter

Betongsville JBV 60, l = 2600 mm, m = ca. 285 kg, F = 679 200 mm^2 Svilleavstand er 520 mm; innlagt svillematter					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,\,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	115,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k,\,r,\,pos}$ = + 16,86 kNm	Negativt $M_{k,\,r,\,neg}$ = - 8,43 kNm	Positivt $M_{k,\,c,\,pos}$ = = + 7,35 kNm	Negativt $M_{k,\,c,\,neg}$ = - 10,50 kNm	Identisk med normal belastning

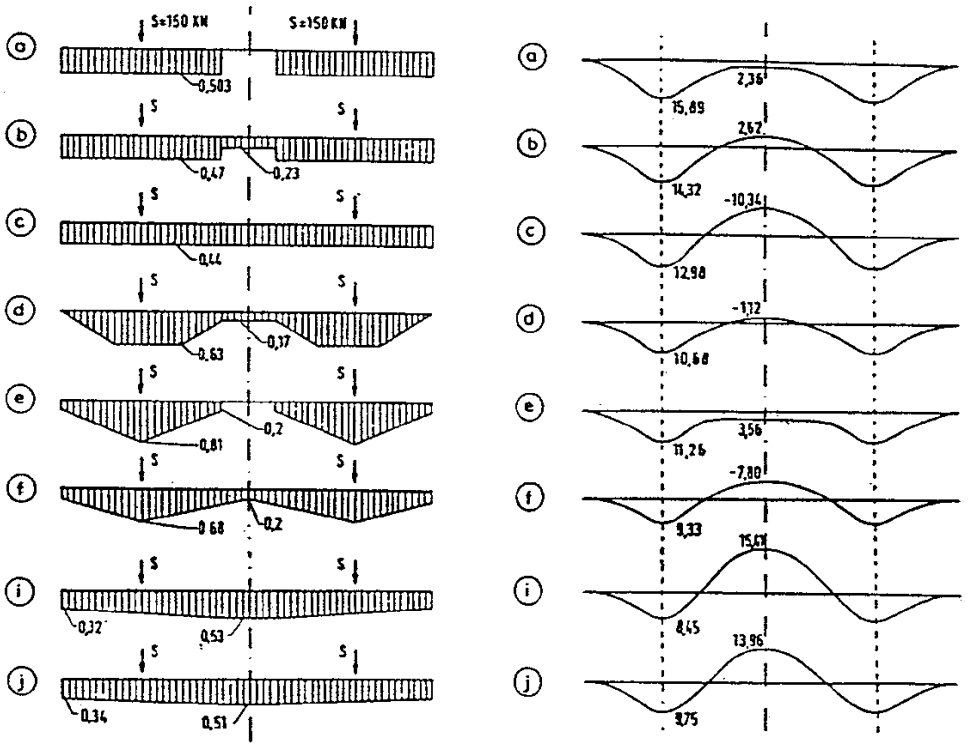
Tabell 9.2-B: Momenter i JBV60 betongsville uten svillematter

Betongsville JBV 60, l = 2600 mm, m = ca. 285 kg, F = 679 200 mm^2 Svilleavstand 520 mm; Ikke bruk av svillematter					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,\,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	121,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k,\,r,\,pos}$ = + 17,74 kNm	Negativt $M_{k,\,r,\,neg}$ = - 8,87 kNm	Positivt $M_{k,\,c,\,pos}$ = = + 7,73 kNm	Negativt $M_{k,\,c,\,neg}$ = - 11,04 kNm	Identisk med normal belastning

Svillemattene gir et viktig bidrag til å redusere bøyemomentene i svilleende under svillesete og i feltmidt.

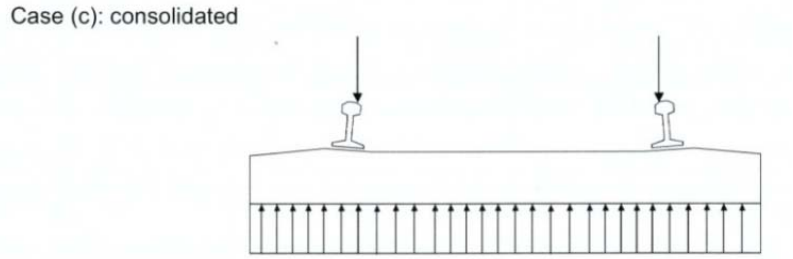
9.3 Vurdering av innflytelse av lengde på betongsville ved momentbetraktning

I Figur 9.3-A er vist opptredende momenter på betongsville DB B70 ut fra fordeling av spenninger i ballastsengen. Tilfellene a til c som benyttes til dimensjonering av betongsvillene, er beskrevet i EN 13230–6: 2015.
Tilfellene i og f representerer frossen ballast og er ikke en del av normen.
Betongsville DB B70 har lengde l = 2,60 m. Støttepunktkraften S i skinnesete settes til 150 kN.
I det etterfølgende skal det gjøres en enkel og generell vurdering av betydningen av svillens lengde for momentbelastning og momentfordeling under forutsetning av konstant bredde på svillen. Det tas i eksemplene ikke hensyn til lastutbredelse i skinnesete og derav momentredusering. Lasten betraktes som punktlast. Det utføres betraktninger med lengdene l = 2,60 m, l = 2,50 m og l = 2,40 m.



Figur 9.3-A: Beregning av opptredende momenter på betongsville DB B70 ut fra fordeling av spenninger i ballastsengen

Det velges en fiktiv skinnesetekraft på S = 100 kN og tilfelle c betraktes (Figur 9.3-A).
Figur 9.3-B viser det statiske systemet.



Figur 9.3-B: Statisk system for beregning av momentfordeling

Beregningen gjennomføres for l = 2,60 m og for S = 100 kN. Avstanden mellom hjulkreftene i skinnesetene settes til 1,50 m.
Jevnt fordelt last mellom sville og ballastseng:

$$q_{2,60} = \frac{2 \cdot 100}{2,60} = 77\ kN/m$$

Positivt utkragermoment under skinnesete:

$$M_{S,2,60} = 77 \cdot 0,55^2 \cdot \frac{1}{2} = 11,60\ kNm$$

Negativt feltmoment midt i sville:

$$M_{F,2,60} = 77 \cdot 1{,}30^2 \cdot \frac{1}{2} - 100 \cdot 0{,}75 = -9{,}90\ kNm$$

Momentbelastning utføres tilsvarende for de andre lengdene og resultatet sammenfattes i Tabell 9.3-A.

Tabell 9.3-A: Generell momentbelastning på betongsviller med varierende lengder

Svillelengde (m)	Skinnesetekraft S (kN)	Jevnt fordelt last i ballastseng q (kN/m)	Utkragermoment under skinnesete (kNm)	Feltmoment midt i sville (kNm)	Differanse uttrykt i tallverdi
2,60	100	77	+ 11,60	- 9,90	$\lvert 1{,}70 \rvert$
2,50	100	80	+ 10,00	- 12,50	$\lvert 2{,}50 \rvert$
2,40	100	83	+ 8,40	- 15,20	$\lvert 6{,}80 \rvert$

Det gjennomførte beregningseksemplet viser at en sville med lengde på 2,60 m kommer meget gunstig ut. Feltmomentet blir ikke så forskjellig fra utkragermomentet uttrykt i tallverdi. For kortere svillelengde blir feltmomentet unødvendig stort.
Betongsville med lengde 2,40 m kommer svært ugunstig ut. For det første er det stor forskjell mellom utkragermomentet og feltmomentet uttrykt i tallverdi. For det andre blir feltmomentet unødvendig stort.

9.4 Distribusjon av langsgående laster

EN 13230-6: 2015 (E) Anneks A (informativ) godkjenner at fordelingen av laster eller krefter fra hjul mellom skinner og sviller langs sporet kan beregnes iht. modell for bjelke på elastisk underlag. Betydningen av alle elastiske komponenter i sporet kan i prinsippet bli tatt hensyn til. Normen begrenser seg imidlertid til 2 elastiske sjikt som er mellomleggsplate mellom skinne og sville samt ballast med undergrunn. Den globale stivhet i sporet k_{STAT} tillegges betydning. Det blir viktig å beregne lastfordelingsfaktoren k_d.
EN 13230–6: 2015 (E) Anneks A (informativ) forutsetter beregning av lastfordelingsfaktor for et spor med stor elastisitet; dvs. lavt ballastsiffer. Aspektet gir stor lastfordelingsevne og dermed lav last på hver enkelt sville i skinnesete. Imidlertid i et slikt spor kan det opptre hengende sviller og irregulariteter i sporet som medfører store dynamiske belastninger på svillen. Dette er tatt hensyn til i normen ved anvendelse av koeffisienter.
Den svært lave verdi for ballastsifferet dekker opp for flere elastiske sjikt i ballastsengen (det vises til bemerkning foran i første avsnitt). Aspektet medfører at svillematter og ballastmatter kan forutsettes medtatt under forutsetning av at det velges matter med relevante stivhetsegenskaper.
Som et tillegg er det i det foreliggende dokument tatt hensyn til at sporet kan få stor stivhet med høyt ballastsiffer på grunn av undergrunnens egenskaper på Ofotbanen. Dette gir mindre evne til lastfordeling og dermed større kraft i skinnesete.
Den teoretiske fordeling beregnes derfor for 2 elastisitetsmoduler i ballast og undergrunn:

- Middels elastisitetsmodul C_B = 0,30 (N/mm^3)

Middels elastisitetsmodul gir bedre lastfordeling over større lengde i sporet som er gunstig. Ved en slik modul kan det imidlertid også forekomme mulighet for større irregulariteter i sporet og dermed også tilstand for hengende sviller. Dette vil føre til dynamisk tilleggsbelastning.

- Stor elastisitetsmodul C_B = 0,40 (N/mm^3), ikke en del av normen

Større stivhet indikerer stivt spor. Lastfordelingen blir kortere og belastningen på svillen antar en større verdi uttrykt ved svillesetekraften. Derimot vil irregulariteter i sporet bli redusert. Eksempelvis vil ikke hengende sviller forekomme i delvis eller helt frosset ballast. Det forutsettes at betongsviller ikke vil brekke ved en slik antatt stivhet i sporet.
I en overbygningskonstruksjon er det mulig å bygge inn flere elastiske sjikt. For Ofotbanen gjelder:

- Mellomlegg mellom skinne og sville som er obligatorisk
- Svillematte; fortrinnsvis noe stiv for å hindre svingninger av svillen
- Ballast med underbygning

Ballastmatter er et alternativ, men blir ikke vurdert i dette prosjektet.
EN 13230–6 inneholder dimensjonskriterier med mellomleggsplater mellom skinne og sville samt ballast med undergrunn (underbygning). Svillematter og ballastmatter inngår ikke i underlaget.
I overbygningskonstruksjonen er 3 globale parametere av interesse: ballastsifferet (flatestivhet), fjærstivheten (punktstivhet) og ballaststivheten (linjestivhet):
C_{STAT} (N/mm^3) k_{STAT} (N/mm) β_{STAT} (N/mm^2)
I en overbygningskonstruksjon hvor det er betongsviller, finnes det et elastisk mellomlegg mellom skinne og betongsville. Mellomlegget har til oppgave å redusere spissbelastninger fra rullende hjul ved framføring av tog på betongsvillen. I et slikt tilfelle er det 2 elastiske sjikt; mellomlegget mellom skinne og sville samt ballastlaget med undergrunn. De resulterende statisk elastiske egenskaper beregnes ved seriekopling av de elastiske sjiktene.
For beregning av den resulterende fjærstivhet k_{STAT} blir det normalt tatt utgangspunkt i det lokale ballastsifferet C_B som også inkluderer egenskapene til underlaget. Årsaken er at størrelsen på denne parameterverdien er vel kjent gjennom utallige målinger for ulike forhold for ballast og undergrunn. Aspektet er utførlig beskrevet i litteraturen. C_B har dimensjon N/mm^3. Fjærstivheten i dette sjiktet beregnes:

$$k_B = \frac{1}{2} \cdot F_{BELASTET} \cdot C_B \quad (N/mm)$$

Med dette beregnes den globale fjærstivhet:

$$\frac{1}{k_{STAT}} = \frac{1}{k_{RP}} + \frac{1}{k_B}$$

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_B}{k_{RP} + k_B} \quad \left(\frac{N}{mm}\right)$$

Det globale ballastsifferet beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{k_{STAT}}{\frac{F_{BELASTET}}{2}} = 2 \cdot \frac{k_{STAT}}{F_{BELASTET}} \quad \left(\frac{N/mm}{mm^2} = \frac{N}{mm^3}\right)$$

Termen k_{RP} er fjærstivheten til mellomlegget mellom skinne og sville (N/mm). Videre er k_B fjærstivheten i ballastlaget med underbygning (N/mm).
Ballaststivheten β (N/mm^2) som defineres som forholdet mellom fjærstivhet og svilleavstand (k/a), blir tilsvarende:

$$\beta_{STAT} = \frac{\beta_{RP} \cdot \beta_B}{\beta_B + \beta_{RP}} \quad \left(\frac{N}{mm^2}\right)$$

9.4.1 Flere elastiske sjikt i overbygningen

Det etterfølgende er ikke beskrevet i detalj i normen. Imidlertid ved anvendelse av svært lav verdi for ballastsifferet i ballastsengen kan det legges til grunn at de elastiske sjiktene blir tatt med i vurderingen.
I en avansert overbygningskonstruksjon kan svillene bli påmontert matter i underkant av sville. Dermed eksisterer et 3. elastisk sjikt som er svillematten. Under forutsetning av at ballastlaget med underbygning beskrives som en ballastblokk med masse og elastisitet, blir formelverket tilsvarende (antakelse om statisk seriekobling av fjærelementene):

$$\frac{1}{k_{STAT}} = \frac{1}{k_{RP}} + \frac{1}{k_{SM}} + \frac{1}{k_B}$$

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_{SM} \cdot k_B}{k_{RP} \cdot k_{SM} + k_{RP} \cdot k_B + k_{SM} \cdot k_B}$$

Her betyr:

- Stivhet til mellomlegget: k_{RP} (N/mm)
- Stivhet til svillematte: k_{SM} (N/mm)
- Stivhet til ballastlaget mot underbygning: k_B (N/mm)

$$C_{STAT} = \frac{k_{STAT}}{\frac{F_{BELASTET}}{2}} = 2 \cdot \frac{k_{STAT}}{F_{BELASTET}} \quad \left(\frac{N/mm}{mm^2} = \frac{N}{mm^3} \right)$$

Ved betraktning med ballaststivheten β blir tilsvarende:

$$\beta_{STAT} = \frac{\beta_{RP} \cdot \beta_{SM} \cdot \beta_B}{\beta_{RP} \cdot \beta_{SM} + \beta_{RP} \cdot \beta_B + \beta_{SM} \cdot \beta_B}$$

9.5 Dynamisk ballastsiffer eller dynamisk ballaststivhet

Det statiske ballastsifferet C_{STAT} (N/mm^3), eventuelt den statiske ballaststivhet β_{STAT} (N/mm^2) for overbygningen gjelder bare når et materiell står stille.
Ved framføring av materiellet i sporet med hastighet endrer sporets karakteristikker seg slik at det må benyttes tilsvarende dynamiske parametere C_{DYN}, eventuelt β_{DYN}. Det er forbundet med omfangsrike algoritmer i en kompleks analyse å beregne disse parameterne. Aspektet har sammenheng med at også dempingsegenskapene til elastisitetssjiktene må bli tatt hensyn til og at opptredende frekvenser må vurderes. Imidlertid ved lave hastigheter vil ikke endringene bli så framtredende.
EN 13230-serie: 2015 (E) betrakter bare stivhetsegenskapene (fjærstivhetene) til sjiktene og dette vil bli fulgt opp i det etterfølgende.

9.6 Beregning av de enkelte koeffisienter for dynamisk tilstand

9.6.1 Karakteristisk lengde

Med utgangspunkt i den globale fjærstivhet k_{STAT} (N/mm) beregnes den karakteristiske lengde:

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Elastisitetsmodul for skinner: E_R *(N/mm²)*
Treghetsmoment til skinne: I_R *(mm⁴)*
Svilleavstand: *a (mm)*

9.6.2 Belastet flate under sville

Det defineres 3 tilstander av belastet flate i underkant sville (Figur 9.6-A):

- Nytt pakket spor (tilfelle a)
- Delvis konsolidert spor (tilfelle b)
- Konsolidert spor (tilfelle c)

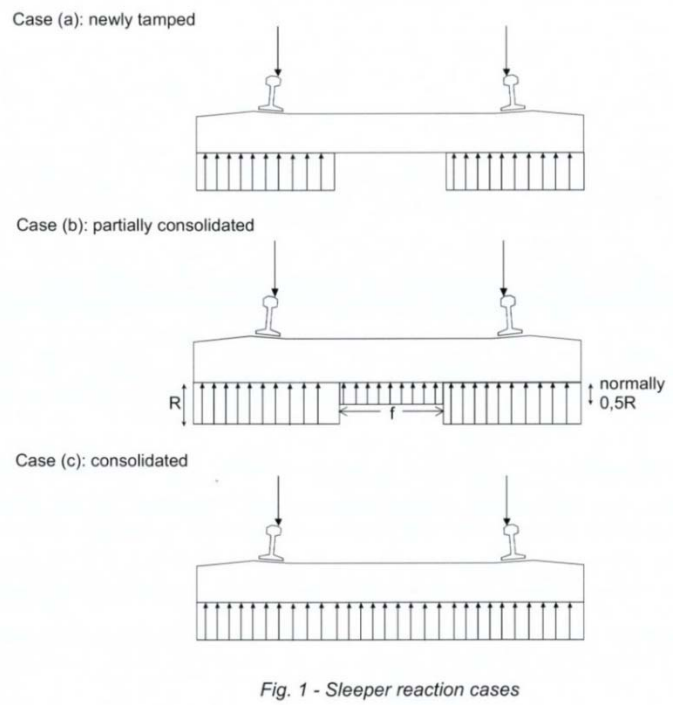


Fig. 1 - Sleeper reaction cases

Figur 9.6-A: Reaksjonskrefter fra pukk ved forskjellig opptredende tilstander av belastning under sville

9.6.3 Lastfordelingsfaktor k_d

Beregningsprosedyren for lastfordelingsfaktoren vises iht. EN 13230-6: 2015 (E) Anneks A (informativ).
Deformasjon y_0 av skinne for en enhetskraft Q_0:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Influenslinje η for posisjon x_i av aksler:

$$\eta_i = \frac{\sin \xi_i + \cos \xi_i}{e^{\xi_i}}$$

Her er:

$$\xi = \frac{x_i}{L_{el}}$$

Termen x_i er avstand fra betraktet punkt til definert aksel.

Parameteren $\xi = \frac{x_i}{L_{el}}$ uttrykkes i radianer.

Skinnesetekraft P_0 relatert til enhetskraften eller hjulkraften Q_0:

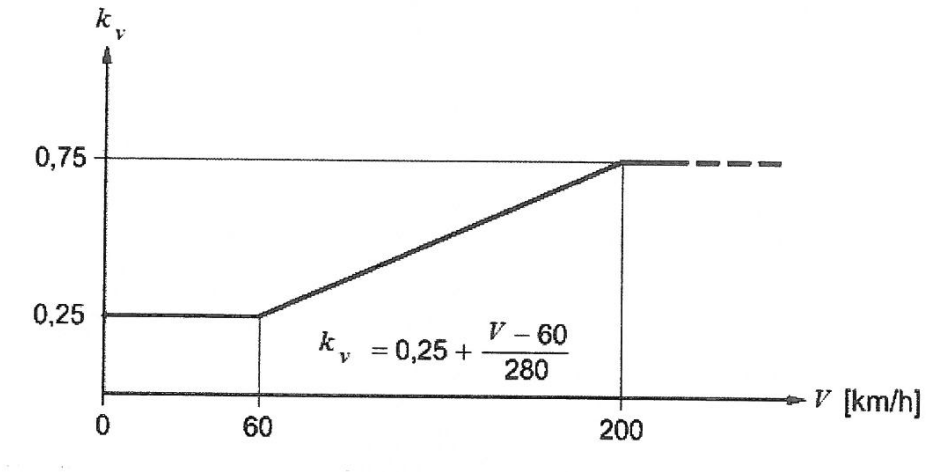
$$P_0 = k_{STAT} \cdot \Sigma_I \eta_i \cdot y_0 \quad (kN)$$

Med dette underlaget defineres lastfordelingsfaktoren:

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0}$$

9.6.4 Faktor for beregning av hastighetsavhengig dynamisk tillegg k_v

Faktoren utledes av hastighet og sporets tilstand. Det vises til figur 4 (gjengitt fra EN 13230–6: 2014 (E), anneks A (informativ).



Figur 9.6-B: Faktor for dynamisk akselkraft

Det legges til grunn en normal vertikal irregularitet i sporet. Uttrykket for normal dynamisk tilvekst k_v er gitt i [12] .

- For 0 ≤ V ≤ 60 km/h: $k_v = 0,25$
- For 60 < V < 200 km/h: $k_v = 0,25 + \frac{V - 60}{280}$
- For V ≥ 200 km/h: $k_v = 0,75$

For Ofotbanen benyttes $k_V = 0,25$.

9.6.5 Mellomlegg mellom skinne og sville for redusering av spissbelastning på betongsviller k_P

Det må benyttes mellomleggsplater med evne til å redusere spissbelastning på betongsviller. Samtidig må mellomleggsplatene ha stivhet nok på grunn av høye aksellaster. Årsaken er at rulling av skinne i svillesete ikke må bli for stor i kurver med små radier.
Det benyttes en faktor (konservativ antakelse):

$k_p = 1{,}00$

9.6.6 Valget av faktor er i tråd med anbefalingene i EN 13230–6: 2015 (E) Anneks Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230–6: 2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

$k_r = 1{,}35$

9.6.7 Formel for dynamisk kraft i skinnesete på betongsvillen

Formelen lyder:

$$P_K = \frac{A_{nom}}{2} \cdot \left[1 + \left(k_p \cdot k_v\right)\right] \cdot k_d \cdot k_r$$

Termen A_{nom} er nominell aksellast.

9.6.8 Koeffisient for momentberegning

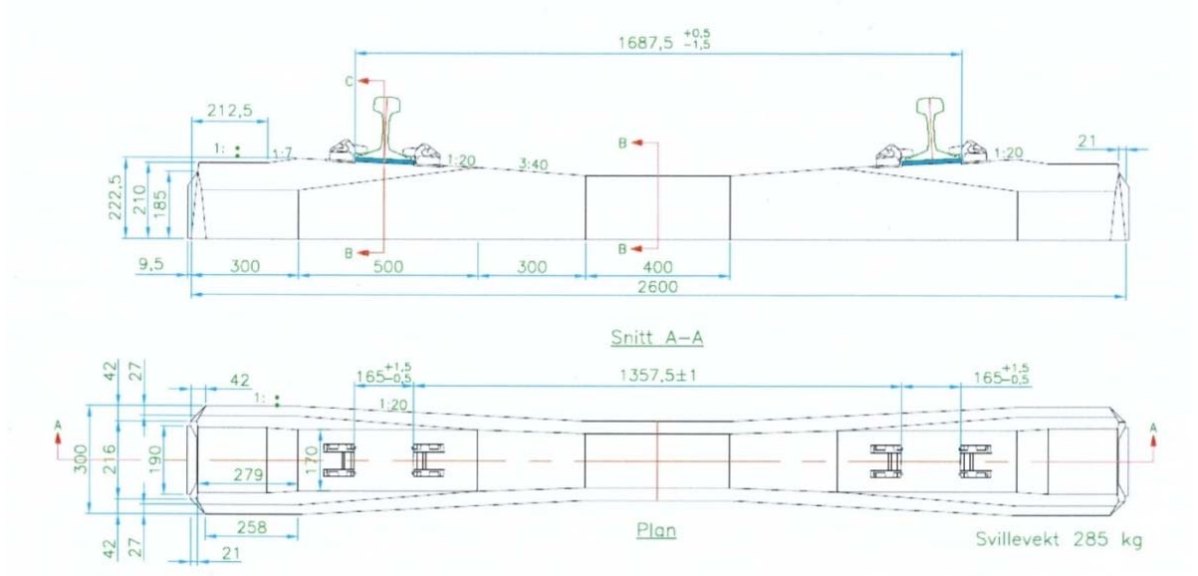
For momentberegning fastsettes en faktor langs svillen på grunn av irregulariteter i ballastlaget:

$k_{i,r} = 1{,}60$

Årsaken vil bli belyst senere. Verdien på faktoren er informativ.

9.7 Dimensjoneringskriterier og design

Geometrien for eksisterende betongsville JBV 60 er vist i Figur 9.7-A.



Figur 9.7-A: Design av betongsville JBV 60

Den totale flate i underkant sville beregnes ti (ut fra målsettingen):

$$F_{TOTAL} = 2600 \cdot 216 + (300 - 216) \cdot 300 \cdot 2 + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot (300 - 216) \cdot (500 + 300) \cdot 4 = 679200\ mm^2$$

Flate i underkant unntatt midtdel (på begge sider av midtdel):

$$F_{UNNTATT\ MIDTDEL} = 679200 - 216 \cdot 400 = 592800\ mm^2$$

Flateinnholdet er ca. 0,60 m^2.
Flate i underkant i midtdel:

$$F_{MIDTDEL} = 216 \cdot 400 = 86400\ mm^2$$

9.7.1 Tilfelle 1: Beregning av lastfordelingsfaktor k_d

For betongsville JBV 60 beregnes lastfordelingsfaktoren iht. EN 13230–6: 2015 (E) Anneks A (informativ). Det blir foreslått en verdi for ballastsifferet inkludert undergrunn lik C_B = 0,300 N/mm^3. Det legges dermed til grunn et spor med moderat elastisitet og god fordelingsevne av lasten.
Fjærstivheten til ballastlaget med undergrunn (normen legger til grunn den totale flaten; ikke antatt belastet flate):

$$k_B = 9 \cdot 10^4\ (N/mm)$$

Elastisitet for et mellomlegg med kapasitet for redusering av spissbelastning:

$$k_{RP} = 1{,}4 \cdot 10^5\ (N/mm)$$

Elastisitet for svillematte (antatt):

$$k_{SM} = 9 \cdot 10^4\ (N/mm)$$

Global elastisitet k_{STAT} for understøttelse av skinnen:

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_{SM} \cdot k_B}{(k_{RP} \cdot k_{SM} + k_{RP} \cdot k_B + k_{SM} \cdot k_B)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 9 \cdot 10^4}{(1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 + 1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 + 9 \cdot 10^4 \cdot 9 \cdot 10^4)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 9 \cdot 10^4}{(126{,}00 + 126{,}00 + 81{,}00) \cdot 10^8} = \frac{113{,}40 \cdot 10^5}{333{,}00} = 0{,}34 \cdot 10^5\ (N/mm)$$

Den resulterende flatestivhet (ballastsiffer) beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{2 \cdot k_{STAT}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 0{,}34 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}11\ \frac{N}{mm^3}$$

De enkelte flatestivhetene beregnes.
Flaterstivhet for ballast:

$$C_B = \frac{2 \cdot k_B}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 10^4}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}30 \frac{N}{mm^3}$$

Flatestivhet for mellomlegg mellom skinne og sville:

$$C_{RP} = \frac{2 \cdot k_{RP}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 1{,}40 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}47 \frac{N}{mm^3}$$

Flatestivhet for svillematte:

$$C_{SM} = \frac{2 \cdot k_{SM}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 10^4}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}30 \frac{N}{mm^3}$$

Det utføres en kontrollberegning:

$$C_{STAT} = \frac{C_{RP} \cdot C_{SM} \cdot C_B}{\left(C_{RP} \cdot C_{SM} + C_{RP} \cdot C_B + C_{SM} \cdot C_B\right)}$$

$$C_{STAT} = \frac{0{,}47 \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}30}{\left(0{,}47 \cdot 0{,}30 + 0{,}47 \cdot 0{,}30 + 0{,}30 \cdot 0{,}30\right)} = \frac{0{,}0423}{\left(0{,}141 + 0{,}141 + 0{,}09\right)} = 0{,}11 \frac{N}{mm^3}$$

Til tross for stivt ballastsiffer for ballastlaget på fjellgrunn i underbygningen viser det resulterende ballastsifferet lav verdi; dvs. at sporkonstruksjonen har høy elastisitet. Dette er forårsaket av de elastiske sjiktene.
Den karakteristiske lengde i en Winkler bjelke beregnes med skinne 60E1:

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Svilleavstand a = 520 mm

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2{,}10 \cdot 10^5 \cdot 3038 \cdot 10^4}{\frac{0{,}34 \cdot 10^5}{520}}} = 790\ mm$$

Betongsvillen skal fungere for vogner i tungtrafikk med akselavstand 1778 mm (tilnærmet 1800 mm) med aksellast på 35 tonn på Ofotbanen.
For nedbøyningsberegning fra hjulkraft benyttes formel:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Den halve bølgelengde til sporet:

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 0{,}75 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}79 = 1{,}86\ m$$

Lengde mellom hjulakslene er 1,79 m. Dette medfører last fra naboaksler på belastet sted.

Forholdet mellom akselavstand/karakteristisk lengde uttrykkes i radianer:

$$\xi 1 = \frac{x1}{L} = \frac{1{,}79}{0{,}79} = 2{,}26$$

Dette gir vinkel:

$$\alpha 1 = \frac{\xi 1}{2 \cdot \prod} \cdot 360 = 129{,}60^{\circ}$$

Faktor for nedbøyning fra naboaksel:

$$\eta 1 = \frac{(\sin(\alpha 1) + \cos(\alpha 1))}{e^{\xi 1}} = \frac{0{,}771 - 0{,}637}{9{,}583} = 0{,}0140$$

Faktor for økning av moment fra naboaksel:

$$\mu 1 = \frac{(\cos(\alpha 1) - \sin(\alpha 1))}{e^{\xi 1}} = \frac{-0{,}637 - 0{,}770}{9{,}583} = -0{,}1468$$

Beregning av nedbøyning av skinne under betraktet lokasjon:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}}$$

Hjulkraften Q_0 settes lik 180 kN.

$$y_0 = \frac{180{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 10^6}{2 \cdot 0{,}34 \cdot 10^5 \cdot 790} = 1{,}74\ mm$$

Resulterende kraft i svillesete for skinne når naboaksler blir tatt med:

$$P_0 = k_{STAT1} \cdot \sum_i \eta_i \cdot y_0 = 0{,}34 \cdot 10^5 \cdot (1{,}000 + 2 \cdot 0{,}014) \cdot 1{,}74 = 60{,}82\ kN$$

Lastfordelingsfaktoren bestemmes iht. EN 13230–6: 2015 (E) Anneks A (informativ):

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{60{,}82}{180{,}00} = 0{,}34$$

Lastfaktoren er å betrakte som lav. Årsaken ligger i at det er forutsatt flere elastiske sjikt.
Normen EN 13230-6 (E) Anneks A anbefaler på generelt grunnlag en fordelingsfaktor lik 0,38 for 60 kgs skinner uten bruk av svillematter.
Ifølge ovennevnte beregninger bidrar svillematte til en bedre lastfordelingsfaktor.
I det etterfølgende vil anbefalt verdi k_d = 0,38 bli benyttet.

9.7.2 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230–6: 2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

k_r = 1,35

9.7.3 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv

Normen EN 13230–6: 2015 (E), Anneks A (informativ) benyttes formel:

$$k_V = 0{,}25 + \frac{V - 60}{280}$$

For hastighet < 60 km/h blir:

$K_V = 0{,}25$

Faktor for redusering av spissbelastning på grunn av elastiske egenskaper til mellomlegget
På grunn av relativ høy stivhet i mellomlegget (som er nødvendig) benyttes faktor:

$$k_P = 1{,}00$$

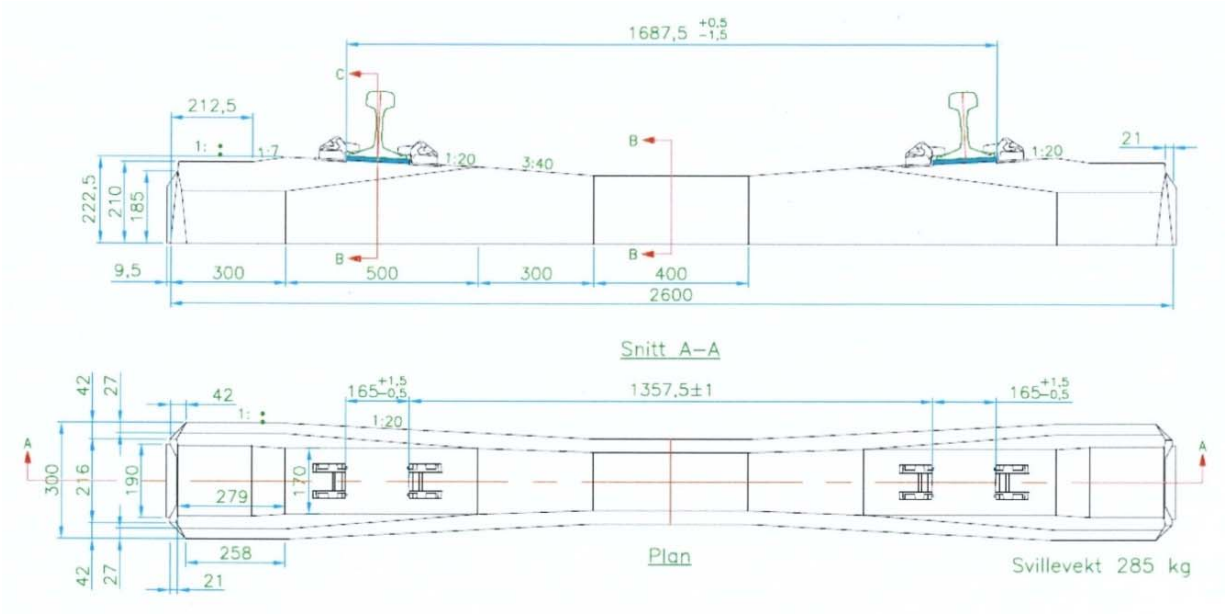
Beregning av dynamisk svillesetekraft

$$P_K = Q_0 \cdot (1 + (k_P \cdot k_V)) \cdot k_D \cdot k_R$$
$$P_K = 180{,}00 \cdot (1 + (1{,}00 \cdot 0{,}25)) \cdot 0{,}38 \cdot 1{,}35 = 115{,}50\ kN$$

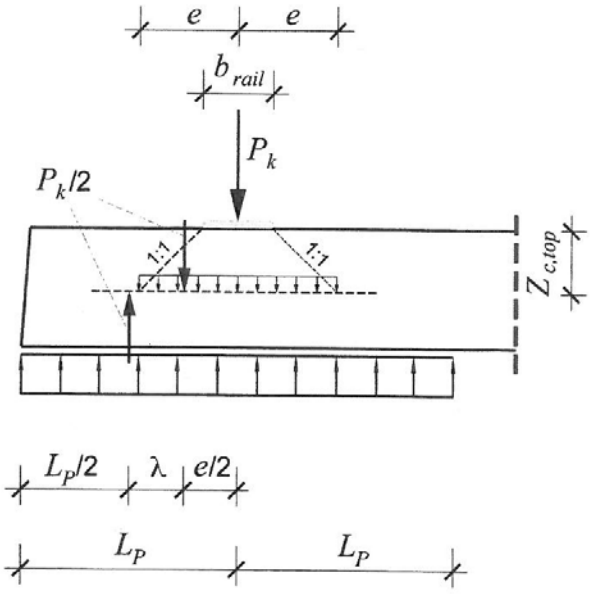
9.8 Beregning av bøyemomenter i sville

Det benyttes algoritmene i EN 13230–6: 2015 (E), Anneks A (informativ).
EN 13230–6: 2015 forutsetter en faktor $k_{i,\,r}$ = 1,60 for betraktning av irregulariteter langs svillen i samvirke med ballast.
Momenter beregnes i seksjon for svillesete og svillemidt.

9.8.1 Seksjon for skinnesete



Figur 9.8-A: Betongsville JBV 60



Figur 9.8-B: Modell for beregning av bøyningsmoment i seksjon for skinnesete

Iht [12] må følgende parametere beregnes:

$$2 \cdot e = b_{skinne} + 2 \cdot z_{c,top} = 150 + 2 \cdot 105 = 360 \ mm$$

Parameteren L_P beregnes:

$$L_P = \frac{L - c}{2} = \frac{2600 - 1510}{2} = 545 \ mm$$

$$\lambda = \frac{L_P - e}{2} = \frac{545 - 360/2}{2} = 182{,}50 \ mm$$

For momentberegning må regnes med en faktor $k_{i,\,r}$ = 1,60 langs svillen på grunn av irregulariteter i ballasten.
Dermed blir det utkragede moment fra svilleenden med maksimal dynamisk kraft:

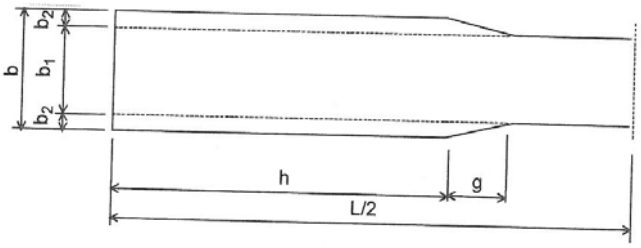
$$M_{k,r,pos} = k_{i,r} \cdot \lambda \cdot \frac{P_K}{2} = 1{,}60 \cdot 0{,}1825 \cdot \frac{115{,}50}{2} = 16{,}86 \ kNm$$

Det regnes også med et negativt bøyemoment i området for skinnesete:

$$M_{k,r,neg} = 0{,}50 \cdot M_{k,r,pos} = 0{,}50 \cdot 16{,}86 = -8{,}43 \ kNm$$

9.8.2 Seksjon svillemidt

For beregning av moment i svillemidt for en sville med varierende bredde og med rektangulær fordeling av lasten over svillens lengde (UIC 713 1st edition, November 2004, punkt 2.3.10 – Design bending moment, Case (c): consolidated). Det er valgt å benytte denne standarden på dette aspektet da det er mye bedre forklart enn i CEN normen. Det vises til Figur 9.8-C.



Figur 9.8-C: Geometri for sville for beregning av moment i svillemidt

$$M_{k,c,neg} = k_{i,c} \cdot P_K \cdot \left(\frac{c}{2} - \frac{L}{2} + \frac{b_1 \cdot L^2/8 + b_2 \cdot \left(h^2 + g \cdot h + g^2/3\right)}{b_1 \cdot L/2 + b_2 \cdot \left(2 \cdot h + g\right)} \right)$$

Det er følgende betegnelser (verdier for sville JBV 60 i parentes i (m)):

- Avstand mellom senter av skinnehodene: c (1,50)
- Lengde av sville: L (2,60)
- Bredde av innsnevret seksjon av sville (underkant): b_1 (0,216)
- Supplerende bredde på hver side av seksjon for skinnesete (underkant): b_2 (0,042)
- Lengde av bredde i seksjon ved svilleende: h (0,30)
- Lengde av sville med varierende bredde (trapes): g (0,80)

Verdiene settes inn i formel:

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 115{,}40 \cdot \left(\frac{1{,}50}{2} - \frac{2{,}60}{2} + \frac{0{,}216 \cdot 2{,}60^2/8 + 0{,}042 \cdot \left(0{,}30^2 + 0{,}80 \cdot 0{,}30 + 0{,}80^2/3\right)}{0{,}216 \cdot 2{,}60/2 + 0{,}042 \cdot \left(2 \cdot 0{,}30 + 0{,}80\right)} \right)$$

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 115{,}40 \cdot \left(\frac{1{,}50}{2} - \frac{2{,}60}{2} + \frac{0{,}183 + 0{,}042 \cdot \left(0{,}09 + 0{,}24 + 0{,}21\right)}{0{,}28 + 0{,}0588} \right)$$

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 115{,}40 \cdot \left(0{,}75 - 1{,}30 + \frac{0{,}183 + 0{,}0227}{0{,}339} \right) = 1{,}60 \cdot 115{,}40 \cdot 0{,}0568 = 10{,}50\ kNm$$

$$M_{k,c,neg} = 10{,}50\ kNm$$

Bøyemomentet er negativt:

$$M_{k,c,neg} = -10{,}50\ kNm$$

Det oppstår også et positivt bøyemoment som kan antas å være:

$$M_{k,c,pos} = 0{,}70 \cdot M_{k,c,neg} = 0{,}70 \cdot 10{,}50 = 7{,}35\ kNm$$

9.9 Tilstand for hard undergrunn (frosset ballast)

I tilfellet av hard undergrunn og til dels frosset ballast blir lastfordelingen kort og aspektet gir større belastning på svillen. Dette er ikke en del av normen.
Det gjennomføres en tilsvarende beregning med k_B lik $12 \cdot 10^4$ N/mm.

For øvrige elastiske sjikt benyttes de samme parametere som i forrige eksempel.
For mellomlegget mellom skinne og sville settes k_{RP} lik $1{,}40 \cdot 10^5$ N/mm (140 kN/mm).
For svillematte benyttes $k_{SM} = 9 \cdot 10^4$ N/mm.
Global elastisitet:

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_{SM} \cdot k_B}{(k_{RP} \cdot k_{SM} + k_{RP} \cdot k_B + k_{SM} \cdot k_B)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 12 \cdot 10^4}{(1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9{,}00 \cdot 10^4 + 1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 12 \cdot 10^4 + 9{,}00 \cdot 10^4 \cdot 12 \cdot 10^4)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 12 \cdot 10^4}{(126{,}00 + 168{,}00 + 108{,}0) \cdot 10^8} = \frac{151{,}20 \cdot 10^5}{402} = 0{,}37 \cdot 10^5 \ (N/mm)$$

Den resulterende flatestivhet (ballastsiffer) beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{2 \cdot k_{STAT}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 0{,}37 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}123 \ \frac{N}{mm^3}$$

De enkelte flatestivheter beregnes.
Flatestivhet for ballast:

$$C_B = \frac{2 \cdot k_B}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 12 \cdot 10^4}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}40 \ \frac{N}{mm^3}$$

Flatestivhet for mellomlegg mellom skinne og sville:

$$C_{RP} = \frac{2 \cdot k_{RP}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 1{,}40 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}47 \ \frac{N}{mm^3}$$

Flatestivhet for svillematte:

$$C_{SM} = \frac{2 \cdot k_{SM}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 10^4}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}30 \ \frac{N}{mm^3}$$

Det utføres en kontrollberegning:

$$C_{STAT} = \frac{C_{RP} \cdot C_{SM} \cdot C_B}{(C_{RP} \cdot C_{SM} + C_{RP} \cdot C_B + C_{SM} \cdot C_B)}$$

$$C_{STAT} = \frac{0{,}47 \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}40}{(0{,}47 \cdot 0{,}30 + 0{,}47 \cdot 0{,}40 + 0{,}30 \cdot 0{,}40)} = \frac{0{,}0564}{(0{,}141 + 0{,}188 + 0{,}12)} = 0{,}123 \ \frac{N}{mm^3}$$

Til tross for stivt ballastsiffer på grunn av fjellgrunn i underbygningen med til dels frosset ballast viser det resulterende ballastsifferet lav verdi; dvs. at sporkonstruksjonen har høy elastisitet. Dette er forårsaket av de elastiske sjiktene.
Den karakteristiske lengde i en Winkler bjelke beregnes for en 60 kgs skinne (60E1 eller 60E2):

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Svilleavstand a = 520 mm

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2{,}10 \cdot 10^5 \cdot 3038 \cdot 10^4}{\frac{0{,}37 \cdot 10^5}{520}}} = 774\ mm$$

Betongsvillen skal fungere for vogner i tungtrafikk med akselavstand 1778 mm (tilnærmet 1800 mm) med aksellast på 35 tonn på Ofotbanen.
For nedbøyningsberegning fra hjulkraft benyttes formel:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Den halve bølgelengde til sporet:

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 0{,}75 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}774 = 1{,}83\ m$$

Lengde mellom hjulakslene er 1,79 m. Dette medfører last fra naboaksler på belastet sted.
Forholdet mellom akselavstand/karakteristisk lengde uttrykkes i radianer:

$$\xi 1 = \frac{x1}{L} = \frac{1{,}79}{0{,}774} = 2{,}31$$

Dette gir vinkel:

$$\alpha 1 = \frac{\xi 1}{2 \cdot \prod} \cdot 360 = 132{,}60^\circ$$

Faktor for nedbøyning fra naboaksel:

$$\eta 1 = \frac{(\sin(\alpha 1) + \cos(\alpha 1))}{e^{\xi 1}} = \frac{0{,}736 - 0{,}677}{10{,}07} = 0{,}0055$$

Faktor for økning av moment fra naboaksel:

$$\mu 1 = \frac{(\cos(\alpha 1) - \sin(\alpha 1))}{e^{\xi 1}} = \frac{-0{,}677 - 0{,}736}{10{,}07} = -0{,}140$$

Hjulkraften Q_0 settes lik 180,00 kN.
Beregning av nedbøyning av skinne under betraktet lokasjon:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}}$$

$$y_0 = \frac{180{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 10^6}{2 \cdot 0{,}37 \cdot 10^5 \cdot 774} = 1{,}63\ mm$$

Resulterende kraft i svillesete for skinne når naboaksler blir tatt med:

$$P_0 = k_{STAT1} \cdot \sum_i \eta_i \cdot y_0 = 0{,}37 \cdot 10^5 \cdot (1{,}000 + 2 \cdot 0{,}0055) \cdot 1{,}63 = 61{,}00\ kN$$

Lastfordelingsfaktoren bestemmes iht. EN 13230–6: 2015 (E) Anneks A (informativ):

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{61{,}00}{180{,}00} = 0{,}34$$

Lastfaktoren er å betrakte som lav. Årsaken ligger i at det er forutsatt flere elastiske sjikt.

Normen EN 13230-6 (E) Anneks A anbefaler på generelt grunnlag en fordelingsfaktor lik 0,38 for 60 kgs skinner uten bruk av svillematter.

Ifølge ovennevnte beregninger bidrar svillematte til en bedre lastfordelingsfaktor.
I det etterfølgende vil anbefalt verdi k_d = 0,38 bli benyttet.

9.9.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230–6: 2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

k_r = 1,35

9.9.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv

Normen EN 13230–6: 2015 (E), Anneks A (informativ) benyttes formel:

$$k_V = 0{,}25 + \frac{V - 60}{280}$$

For hastighet < 60 km/h blir:

K_V = 0,25

Faktor for redusering av spissbelastning på grunn av elastiske egenskaper til mellomlegget
På grunn av relativ høy stivhet (som er nødvendig) benyttes faktor:

$$k_P = 1{,}00$$

Beregning av dynamisk svillesetekraft

$$P_K = Q_0 \cdot (1 + (k_P \cdot k_V)) \cdot k_D \cdot k_R$$
$$P_K = 180{,}00 \cdot (1 + (1{,}00 \cdot 0{,}25)) \cdot 0{,}38 \cdot 1{,}35 = 115{,}50\ kN$$

Svillesetekraften blir den samme som i tilfelle 1. Dette medfører de samme bøyemomenter i svilleende over svillesete og i svillemidt. Det vises til tilfelle 1.

9.10 Beregning av belastning på sville uten svillematte

Det gjennomføres en beregning av belastning på sville uten svillematte.

For beregning av den resulterende fjærstivhet k_{STAT} blir det normalt tatt utgangspunkt i det lokale ballastsifferet C_B som også inkluderer egenskapene til underlaget. Årsaken er at størrelsen på denne parameterverdien er vel kjent gjennom utallige målinger for ulike forhold for ballast og undergrunn. Aspektet er utførlig beskrevet i litteraturen. C_B har dimensjon N/mm^3. Fjærstivheten i dette sjiktet beregnes:

$$k_B = \frac{1}{2} \cdot F_{BELASTET} \cdot C_B \quad (N/mm)$$

Med dette beregnes den globale fjærstivhet:

$$\frac{1}{k_{STAT}} = \frac{1}{k_{RP}} + \frac{1}{k_B}$$

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_B}{k_{RP} + k_B} \quad \left(\frac{N}{mm}\right)$$

Det globale ballastsifferet beregnes:

$$C_{STAT1} = \frac{k_{STAT}}{\frac{F_{BELASTET}}{2}} = 2 \cdot \frac{k_{STAT}}{F_{BELASTET}} \quad \left(\frac{N/mm}{mm^2} = \frac{N}{mm^3}\right)$$

Termen k_{RP} er fjærstivheten til mellomlegget mellom skinne og sville (N/mm). Videre er k_B fjærstivheten i ballastlaget med underbygning (N/mm).
Ballaststivheten β (N/mm^2) som defineres som forholdet mellom fjærstivhet og svilleavstand (c/a), blir tilsvarende:

$$\beta_{STAT} = \frac{\beta_{RP} \cdot \beta_B}{\beta_{RP} + \beta_B} \quad \left(\frac{N}{mm^2}\right)$$

Fjærstivheten til ballastlaget med undergrunn (normen legger til grunn den totale flaten; ikke antatt belastet flate):

$$k_B = 9 \cdot 10^4 \ (N/mm)$$

Elastisitet for et mellomlegg med kapasitet for redusering av spissbelastning:

$$k_{RP} = 1{,}40 \cdot 10^5 \quad (N/mm)$$

Global elastisitet k_{STAT} for understøttelse av en skinne:

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_B}{k_B + k_{RP}}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9{,}00 \cdot 10^4}{(9 \cdot 10^4 + 1{,}40 \cdot 10^5)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9{,}00 \cdot 10^4}{(9{,}00 + 14{,}00) \cdot 10^4} = 0{,}548 \cdot 10^5 \quad (N/mm)$$

Den resulterende flatestivhet (ballastsiffer) beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{2 \cdot k_{STAT}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 0{,}548 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}183 \quad N/mm^3$$

De enkelte flatestivhetene beregnes.

$$C_B = \frac{2 \cdot k_B}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 9{,}00 \cdot 10^4}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}30 \ \frac{N}{mm^3}$$

$$C_{RP} = \frac{2 \cdot 1{,}40 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}47 \ \frac{N}{mm^3}$$

Det utføres en kontrollregning:

$$C_{STAT2} = \frac{C_{RP} \cdot C_B}{C_B + C_{RP}}$$

$$C_{STAT} = \frac{0{,}47 \cdot 0{,}30}{0{,}30 + 0{,}47} = 0{,}183 \ N/mm^3$$

Til tross for stivt ballastsiffer på grunn av fjellgrunn i underbygningen viser det resulterende ballastsifferet moderat verdi; dvs. at sporkonstruksjonen har moderat elastisitet. Dette er forårsaket av de elastiske sjiktene (mellomlegg mellom skinne og sville og ballast med undergrunn).
Den karakteristiske lengde i en Winkler bjelke beregnes med skinne 60E1:

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Svilleavstand a = 520 mm

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2{,}10 \cdot 10^5 \cdot 3038 \cdot 10^4}{\frac{0{,}548 \cdot 10^5}{520}}} = 702 \ mm$$

Betongsvillen skal fungere for vogner i tungtrafikk med akselavstand 1778 mm (tilnærmet 1800 mm) med aksellast på 35 tonn på Ofotbanen.
For nedbøyningsberegning fra hjulkraft benyttes formel:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot c_{tot} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Den halve bølgelengde til sporet:

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 0{,}75 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}702 = 1{,}65 \ m$$

Lengde mellom hjulakslene er 1,79 m. Dette betyr at last fra naboaksler ikke behøver å bli betraktet på belastet sted.
Beregning av nedbøyning på belastet sted:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}}$$

$$y_0 = \frac{180{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 10^6}{2 \cdot 0{,}548 \cdot 10^5 \cdot 702} = 1{,}22\ mm$$

Resulterende kraft i svillesete for skinne:

$$P_0 = k_{STAT} \cdot \sum_i \eta_i \cdot y_0 = 0{,}548\ \ 10^5 \cdot 1{,}22 = 66{,}90\ kN$$

Lastfordelingsfaktor beregnes iht. EN 13230–6: 2015 (E) Anneks A (informativ):

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{66{,}90}{180{,}00} = 0{,}37$$

Lastfaktoren er å betrakte som lav. Årsaken ligger i at det er forutsatt flere elastiske sjikt.

Normen EN 13230-6 (E) Anneks A anbefaler på generelt grunnlag en fordelingsfaktor lik 0,38 for 60 kgs skinner uten bruk av svillematter.

I det etterfølgende vil anbefalt verdi k_d = 0,40 bli benyttet.

9.10.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230–6: 2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

k_r = 1,35

9.10.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv

Normen EN 13230–6: 2015 (E), Anneks A (informativ) benyttes formel:

$$k_V = 0{,}25 + \frac{V - 60}{280}$$

For hastighet < 60 km/h blir:

K_V = 0,25

Faktor for redusering av spissbelastning på grunn av elastiske egenskaper til mellomlegget
På grunn av relativ høy stivhet (som er nødvendig) benyttes faktor:

$$k_P = 1{,}00$$

Beregning av dynamisk svillesetekraft

$$P_K = Q_0 \cdot (1 + (k_P \cdot k_V)) \cdot k_D \cdot k_R$$

$$P_K = 180{,}00 \cdot (1 + (1{,}00 \cdot 0{,}25)) \cdot 0{,}40 \cdot 1{,}35 = 121{,}50\ kN$$

9.11 Tilstand for frosset ballast

I tilfellet av hard undergrunn og til dels frosset ballast blir lastfordelingen kort og aspektet gir større belastning på svillen. Dette er ikke en del av normen.
Det gjennomføres en tilsvarende beregning med k_B lik $12 \cdot 10^4$ N/mm.
For øvrige elastiske sjikt benyttes de samme parametere som i forrige eksempel.
For mellomlegget mellom skinne og sville benyttes $k_{RP} = 1{,}40 \cdot 10^5$ N/mm (140 kN/mm).
Global elastisitet:

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_B}{k_B + k_{RP}}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 12{,}00 \cdot 10^4}{(12{,}00 \cdot 10^4 + 1{,}40 \cdot 10^5)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 12{,}00 \cdot 10^4}{(12\,,00 + 14{,}00) \cdot 10^4} = 0{,}646 \cdot 10^5 \quad (N/mm)$$

Den resulterende flatestivhet (ballastsiffer) beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{2 \cdot k_{STAT}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 0{,}646 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}215 \quad N/mm^3$$

De enkelte flatestivhetene beregnes.

$$C_B = \frac{2 \cdot k_B}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 12{,}00 \cdot 10^4}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}40 \ \frac{N}{mm^3}$$

$$C_{RP} = \frac{2 \cdot 1{,}40 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}47 \ \frac{N}{mm^3}$$

Det utføres en kontrollregning:

$$C_{STAT} = \frac{C_{RP} \cdot C_B}{C_B + C_{RP}}$$

$$C_{STAT} = \frac{0{,}47 \cdot 0{,}40}{0{,}40 + 0{,}47} = 0{,}216 \ N/mm^3$$

Til tross for stivt ballastsiffer på grunn av fjellgrunn i underbygningen viser det resulterende ballastsifferet moderat verdi; dvs. at sporkonstruksjonen har moderat elastisitet. Dette er forårsaket av de elastiske sjiktene (mellomlegg mellom skinne og sville og ballast med undergrunn).
Den karakteristiske lengde i en Winkler bjelke beregnes med skinne 60E1:

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Svilleavstand a = 520 mm

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2{,}10 \cdot 10^5 \cdot 3038 \cdot 10^4}{\frac{0{,}646 \cdot 10^5}{520}}} = 673\ mm$$

Betongsvillen skal fungere for vogner i tungtrafikk med akselavstand 1778 mm (tilnærmet 1800 mm) med aksellast på 35 tonn på Ofotbanen.
For nedbøyningsberegning fra hjulkraft benyttes formel:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Den halve bølgelengde til sporet:

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 0{,}75 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}673 = 1{,}60\ m$$

Lengde mellom hjulakslene er 1,79 m. Dette betyr at last fra naboaksler ikke behøver å bli betraktet på belastet sted.
Beregning av nedbøyning på belastet sted:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}}$$

$$y_0 = \frac{180{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 10^6}{2 \cdot 0{,}646 \cdot 10^5 \cdot 673} = 1{,}08\ mm$$

Resulterende kraft i svillesete for skinne:

$$P_0 = k_{STAT} \cdot \sum_i \eta_i \cdot y_0 = 0{,}646\ \ 10^5 \cdot 1{,}08 = 69{,}80\ kN$$

Lastfordelingsfaktor beregnes iht. EN 13230–6: 2015 (E) Anneks A (informativ):

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{69{,}80}{180{,}00} = 0{,}39$$

Lastfaktoren er å betrakte som moderat til høy. Årsaken ligger i at det er forutsatt flere elastiske sjikt.
Normen EN 13230-6 (E) Anneks A anbefaler på generelt grunnlag en fordelingsfaktor lik 0,38 for 60 kgs skinner uten bruk av svillematter.
I det etterfølgende vil anbefalt verdi k_d = 0,40 bli benyttet.

9.11.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230–6: 2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

k_r = 1,35

9.11.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv

Normen EN 13230–6: 2015 (E), Anneks A (informativ) benyttes formel:

$$k_V = 0{,}25 + \frac{V - 60}{280}$$

For hastighet < 60 km/h blir:

$K_V = 0,25$

Faktor for redusering av spissbelastning på grunn av elastiske egenskaper til mellomlegget
På grunn av relativ høy stivhet (som er nødvendig) benyttes faktor:

$$k_P = 1,00$$

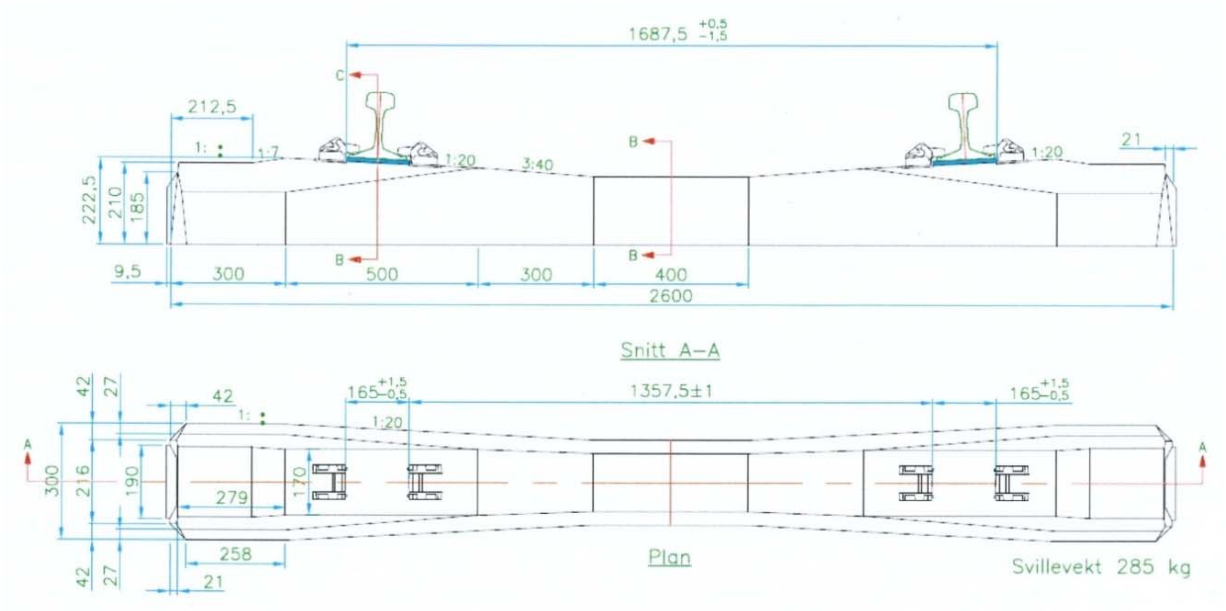
Beregning av dynamisk svillesetekraft

$$P_K = Q_0 \cdot (1 + (k_P \cdot k_V)) \cdot k_D \cdot k_R$$
$$P_K = 180,00 \cdot (1 + (1,00 \cdot 0,25)) \cdot 0,40 \cdot 1,35 = 121,50\ kN$$

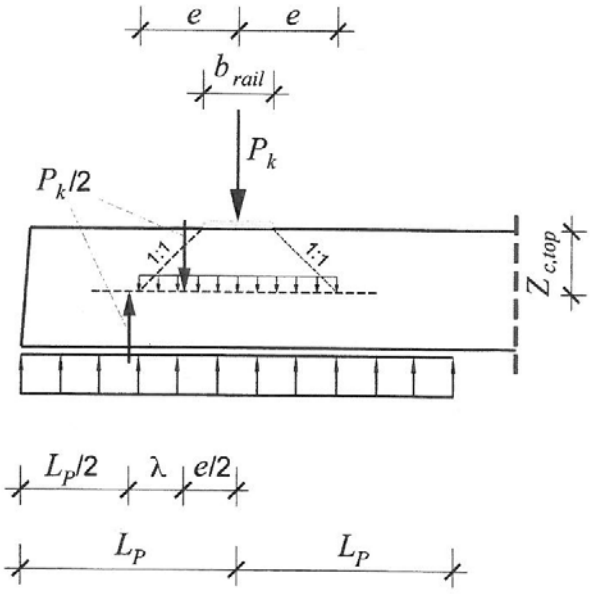
9.12 Beregning av bøyemomenter i sville

Det benyttes algoritmene i EN 13230–6: 2015 (E), Anneks A (informativ).
EN 13230–6: 2015 forutsetter en faktor $k_{i,\ r}$ = 1,60 for betraktning av irregulariteter langs svillen i samvirke sville og ballast.
Momenter beregnes i seksjon for svillesete og svillemidt.

9.12.1 Seksjon for skinnesete



Figur 9.12-A: Betongsville JBV 60



Figur 9.12-B: Modell for beregning av bøyningsmoment i seksjon for skinnesete

Iht. [12] må følgende parametere beregnes:

$$2 \cdot e = b_{skinne} + 2 \cdot z_{c,top} = 150 + 2 \cdot 105 = 360 \ mm$$

Parameteren L_P beregnes:

$$L_P = \frac{L - c}{2} = \frac{2600 - 1510}{2} = 545 \ mm$$

$$\lambda = \frac{L_P - e}{2} = \frac{545 - 360/2}{2} = 182{,}50 \ mm$$

For momentberegning må regnes med en faktor $k_{i,\,r}$ = 1,60 langs svillen på grunn av irregulariteter i ballasten.
Dermed blir det utkragede moment fra svilleenden med maksimal dynamisk kraft:

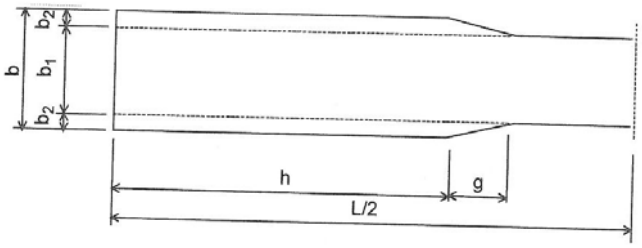
$$M_{k,r,pos} = k_{i,r} \cdot \lambda \cdot \frac{P_K}{2} = 1{,}60 \cdot 0{,}1825 \cdot \frac{121{,}50}{2} = 17{,}74 \ kNm$$

Det regnes også med et negativt bøyemoment i området for skinnesete:

$$M_{k,r,neg} = 0{,}50 \cdot M_{k,r,pos} = 0{,}50 \cdot 17{,}74 = -8{,}87 \ kNm$$

9.12.2 Seksjon svillemidt

For beregning av moment i sviilemidt for en sville med varierende bredde og med rektangulær fordeling av lasten inkludert 50 % reduksjon av lastantakelsen i senterseksjonen benyttes formel (UIC 713 1st edition, November 2004). Det er valgt å benytte denne standarden på dette aspektet da det er mye bedre forklart enn i CEN normen. Det vises til Figur 9.12-C.



Figur 9.12-C: Geometri for sville for beregning av moment i svillemidt

$$M_{k,c,neg} = k_{i,c} \cdot P_K \cdot \left(\frac{c}{2} - \frac{L}{2} + \frac{b_1 \cdot L^2/8 + b_2 \cdot \left(h^2 + g \cdot h + g^2/3\right)}{b_1 \cdot L/2 + b_2 \cdot \left(2 \cdot h + g\right)} \right)$$

Det er følgende betegnelser (verdier for sville JBV 60 i parentes i (m)):

- Avstand mellom senter av skinnehodene: c (1,50)
- Lengde av sville: L (2,60)
- Bredde av innsnevret seksjon av sville (underkant): b_1 (0,216)
- Supplerende bredde på hver side av seksjon for skinnesete (underkant): b_2 (0,042)
- Lengde av bredde i seksjon ved svilleende: h (0,30)
- Lengde av sville med varierende bredde (trapes): g (0,80)
- Verdiene settes inn i formel:

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 121{,}50 \cdot \left(\frac{1{,}50}{2} - \frac{2{,}60}{2} + \frac{0{,}216 \cdot 2{,}60^2/8 + 0{,}042 \cdot \left(0{,}30^2 + 0{,}80 \cdot 0{,}30 + 0{,}80^2/3\right)}{0{,}216 \cdot 2{,}60/2 + 0{,}042 \cdot \left(2 \cdot 0{,}30 + 0{,}80\right)} \right)$$

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 121{,}50 \cdot \left(\frac{1{,}50}{2} - \frac{2{,}60}{2} + \frac{0{,}183 + 0{,}042 \cdot \left(0{,}09 + 0{,}24 + 0{,}21\right)}{0{,}28 + 0{,}0588} \right)$$

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 121{,}50 \cdot \left(0{,}75 - 1{,}30 + \frac{0{,}183 + 0{,}0227}{0{,}339} \right) = 1{,}60 \cdot 121{,}50 \cdot 0{,}0568 = 11{,}04\ kNm$$

$$M_{k,c,neg} = 11{,}04\ kNm$$

Bøyemomentet er negativt:

$$M_{k,c,neg} = -11{,}04\ kNm$$

Det oppstår også et positivt bøyemoment som kan antas å være:

$$M_{k,c,pos} = 0{,}70 \cdot M_{k,c,neg} = 0{,}70 \cdot 11{,}04 = 7{,}73\ kNm$$

Sammenstilling av beregningene (etter UIC code 713 R 2.3.10, formel [4.2])

Tabell 9.12-A: Momenter i JBV60 betongsville med svillematter

Betongsville JBV 60, l = 2600 mm, m = ca. 285 kg, F = 679 200 mm^2 Svilleavstand er 520 mm; innlagt svillematter					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i, r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	115,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k, r, pos}$ = + 16,86 kNm	Negativt $M_{k, r, neg}$ = - 8,43 kNm	Positivt $M_{k, c, pos}$ = = + 7,35 kNm	Negativt $M_{k, c, neg}$ = - 10,50 kNm	Identisk med normal belastning

Tabell 9.12-B: Momenter i JBV60 betongsville uten svillematter

Betongsville JBV 60, l = 2600 mm, m = ca. 285 kg, F = 679 200 mm^2 Svilleavstand 520 mm; Ikke bruk av svillematter					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i, r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	121,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k, r, pos}$ = + 17,74 kNm	Negativt $M_{k, r, neg}$ = - 8,87 kNm	Positivt $M_{k, c, pos}$ = = + 7,73 kNm	Negativt $M_{k, c, neg}$ = - 11,04 kNm	Identisk med normal belastning

Svillemattene gir et viktig bidrag til å redusere bøyemomentene i svilleende under svillesete og i feltmidt.

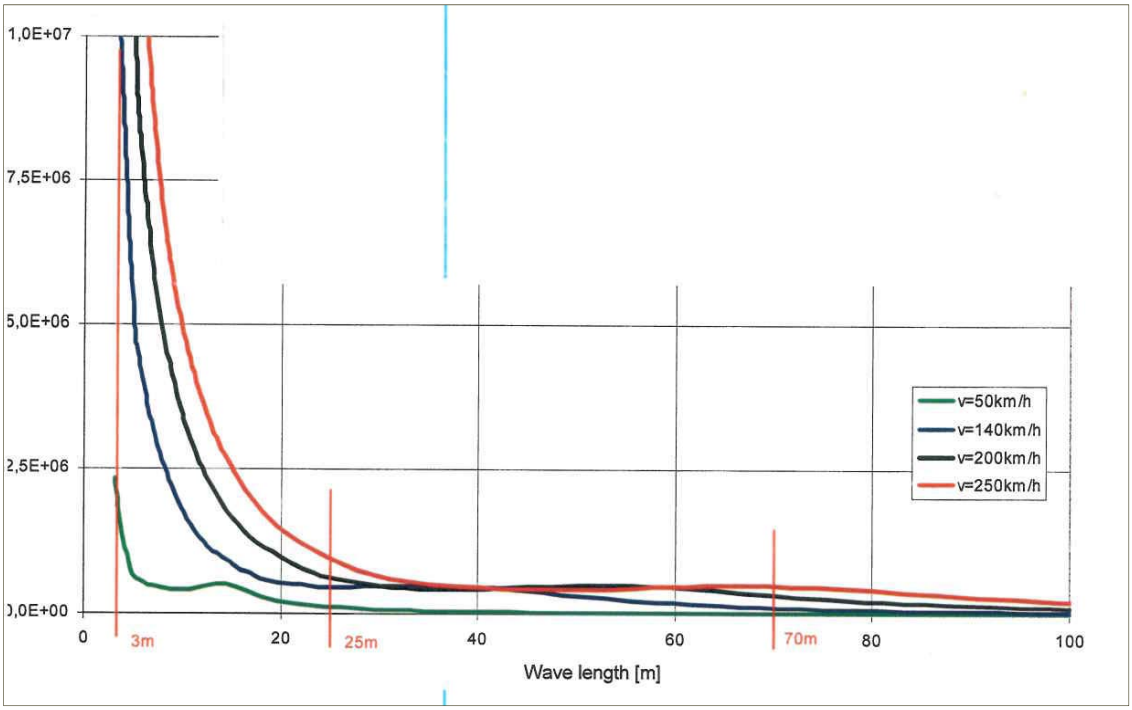
10 SPORKONSTRUKSJON MED SVILLEMATTER, SPORDYNAMIKK

10.1 Innledning

Det vurderes og anbefales bruk av relativt harde svillematter i overbygningskonstruksjonen i forbindelse med innføring av 35 tonns aksellast ved sporfornyelse på Ofotbanen. Dette begrunnes med ønske om å oppnå bedre kontakt mellom betongsvillens underside og pukksteinene i det øverste ballastlaget. Det vil dermed være 3 elastiske sjikt i overbygningen som er mellomleggsplate mellom skinne og betongsville, svillematte og ballastlaget med underbygning. Svillemattene vil få innflytelse på viktige vurderingsparametere knyttet til overbygningen ved framføring av tunge tog i lave hastigheter. Viktige vurderingsparametere er momentbøyning av skinne, skinnespenning i underkant skinnefot, nedbøyning av skinne, bøyemomenter i svilleende under svillesete for skinner og i feltmidt på betongsvillen, bølger i sporet med vertikale pilhøyder i det korte bølgespekteret 3 – 25 m og ruhet på skinnehodet ved korte lengder samt sporets resonansfrekvenser.
Svillemattene vil være pålimt betongsvillens underside.

Spordynamisk betydning av bølgelengder til sporet og lengde av ruhet på skinnehodet

Korte bølgelengder i sporet fører til større dynamiske belastninger. I Figur 10.1-A er vist en felles beskatningsparameter for dynamisk økning ved korte bølgelengder. Det er tydelig at belastningen blir meget stor for korte bølgelengder ned mot 3 m; dette gjelder også til dels for lave hastigheter (grønn graf som indikerer 50 km/h).



Figur 10.1-A: Beskatningsparameter for sporkonstruksjon og rullende materiell som funksjon av bølgelengder og hastighet (Forskningssjef ved SIEMENS boggi fabrikker i Graz, Østerrike, Dr. Ing. A. Haigermoser i et UIC seminar i Paris)

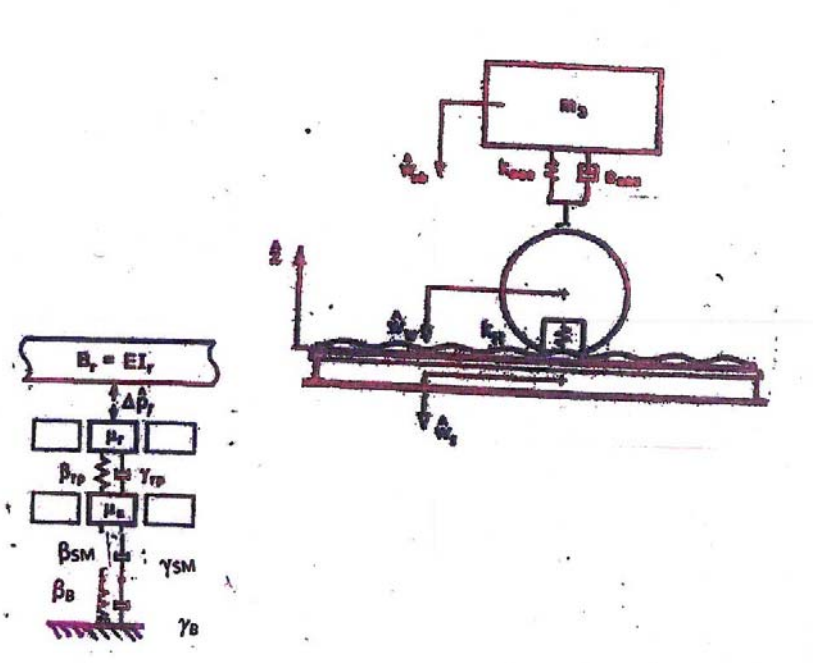
Kortere bølgelengder i forbindelse med ruhet på skinnehodet vil også føre til økte dynamiske belastninger.

10.2 Vurdering

Sporets reseptans (m/N) og sporets 1. resonansfrekvens ved lav framføringshastighet i korte bølgelengder i bølgespekteret 3 – 25 m i sporet gir dynamiske belastninger og akselerasjonsbevegelser på skinnene. Skinnene vil få vertikale bevegelser i alle fall mellom boggiene, men trolig også internt mellom hjulakslene i boggiene.
Sporets 2. resonansfrekvens vil opptre i forbindelse med korte bølgelengder på skinnehodet med definert dybde (ruhet).

10.3 Gjennomføring av beregninger for et dynamisk system

Figur 10.3-A viser dynamisk modell for rullende materiell og spor i samvirke.
Vognen modelleres som 1/8 – vogn inkludert boggiramme, og ½ hjulaksel med sekundæroppheng med fjærstivheter og dempingsegenskaper. Primæropphenget blir ikke vurdert i denne analysen.
Sporet modelleres med skinnemasse og svillemasse samt med 3 elastiske sjikt som er mellomlegg mellom skinne og betongsville, svillematte og ballast med undergrunn. Svillematte og ballast med underbygning er forbundet med hverandre i en seriekopling. Det er antatt egenskaper relatert til fjærstivhet og demping for de elastiske sjikt.



Figur 10.3-A: Modellering av dynamisk belastning på sporkonstruksjon ved betraktning av frekvenser relatert til bølgelengder i sporet og ruhet på skinnehodet samt hastighet

10.4 Parameterverdier

Beregningsmodellen gjør bruk av omfattende parametere relatert til vognmateriell i malmtrafikk på Ofotbanen og til sporet med elastiske sjikt. Relevante parametere er gitt i Tabell 10.4-A og Tabell 10.4-B.

Tabell 10.4-A: Vognmateriell

1/8 vognkasse for hvert hjul, vekt: kg	Boggi vekt er inkludert i vognkasse	Hjulaksel vekt; uavfjæret masse: kg	Sekundær stivhet vognkasse: N/m	Sekundær demping vognkasse: Ns/m	Primær stivhet hjulaksel: N/m	Primær demping hjulaksel Ns/m

17500	inkludert	1350	2160000	160000		

Tabell 10.4-B: Spordata med svillematter

Skinne masse: kg/m	Sville; vekt: kg	Mellom-legg stivhet: N/m	Mellom-legg demping: Ns/m	Sville-matte, stivhet N/m	Sville-matte, demping: Ns/m	Ballast, stivhet: N/m	Ballast-matte demping: Ns/m
60.30	270.00	1.40×10^8	5.00×10^3	9.00×10^7	3.00×10^3	9.00×10^7	3.00×10^3

10.5 Sporets resonansfrekvenser

Det er beregnet sporets resonansfrekvenser for sporkonstruksjonen (1. og 2. resonansfrekvens):

Tabell 10.5-A: Resonansfrekvenser for sporet

Første resonansfrekvens (Hz)	82
Andre resonansfrekvens (Hz)	375

Sporkonstruksjonen har fornuftige verdier relatert til de nederste resonansfrekvensene.

10.6 Sporets reseptans, statisk og dynamisk ballastsiffer, formel for beregning av dynamisk vertikalkraft på sporet

Egenskaper til et spor uttrykkes i sporets reseptans (m/N) som er den inverse verdi av dynamisk ballastsiffer (N/m^2). Beregningene dokumenterer at det dynamiske ballastsifferet er omtrent det som det statiske ballastsifferet i det nedre frekvensområdet.
Sporets reseptans er en overføringsfunksjon for beskrivelse av frekvensrelatert opptreden. Med tillegg av vognkonstruksjonens reseptans og Hertz kontaktstivhet beregnes den dynamiske vertikalkraft i en kompleks analyse iht. formel:

$$\Delta\hat{Q} = \frac{\Delta\hat{z}}{H_r(i\Omega) + H_w(i\Omega) + \frac{1}{k_h}}$$

Termene betyr:

H_r (i Ω) er sporets overføringsfunksjon (m/N)
H_w (i Ω) er vogns overføringsfunksjon (m/N)
k_h er Hertz kontaktstivhet (N/m)
Δz er vertikal irregularitet i sporet; eventuelt vertikal ruhet på skinnehodet
ΔQ er dynamisk vertikalkraft (N)

10.7 Dynamisk beregninger i bølgespekter 3 – 25 m med vertikal pilhøydefeil lik 0,006 m (6 mm)

Det er utført omfattende beregninger med vertikal pilhøydefeil Δz = 6 mm som tilsvarer vedlikeholdsgrense i bølgespekteret 3,00 til 25,00 m for parametere relatert til sporkonstruksjonen. I tabellene 4 og 5 er de viktigste parametere vist for spor med spordata1 og for spor med spordata2.

10.7.1 Dynamiske beregninger i relevante bølgespektre på skinnehodet med vertikal ruhet

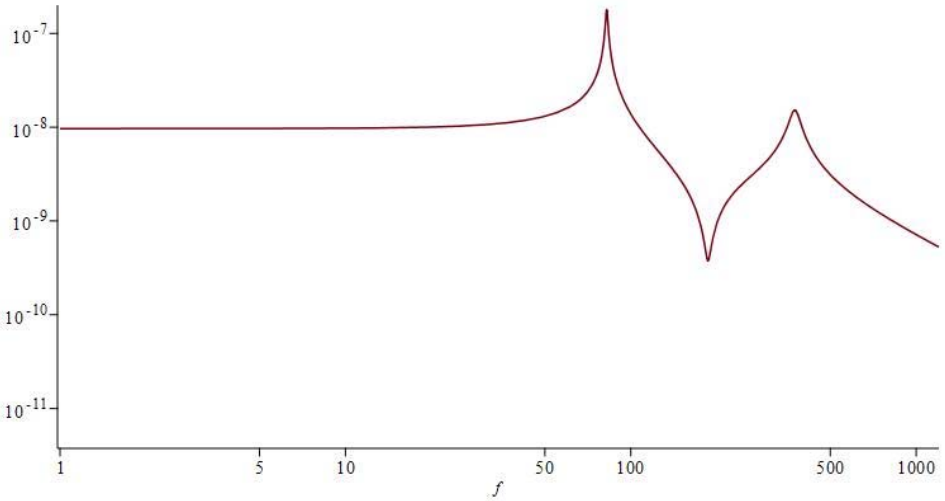
Det er utført omfattende beregninger med bølger med ruhet på skinnehodet.

Aspektet gir i praksis ikke bidrag til nedbøyning av skinnen. Dette skyldes at sporet stivner dynamisk ved høye frekvenser. Det er antatt ruhet på skinnehodet Δz = 0.00015 m (0.15 mm).

10.7.1.1 Grafer for sporets reseptans, dynamisk ballastsiffer, vognens reseptans, dynamisk vertikalkraft for bølgelengder i sporet i bølgebandet 1,50 – 25,00 m

Figur 10.7-A viser sporets reseptans i dimensjon m/N som funksjon av frekvens.

m/N

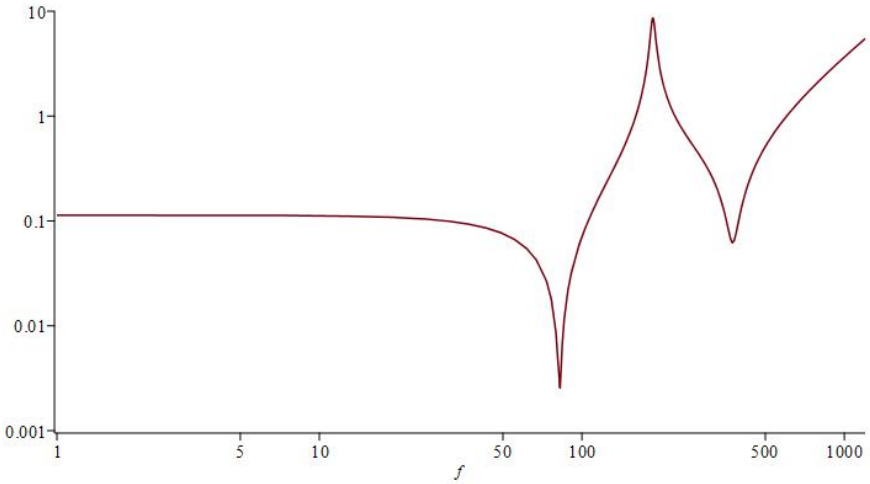


Figur 10.7-A: ***Sporets reseptans som funksjon av frekvens***

Sporets reseptans er den inverse verdi av ballastsifferet. Første resonansfrekvens er beregnet til 82 Hz og andre resonansfrekvens er beregnet til 375 Hz.

Figur 10.7-B viser det dynamiske ballastsifferet C_{DYN} i dimensjon N/mm^3 som funksjon av frekvens.

N/mm^3

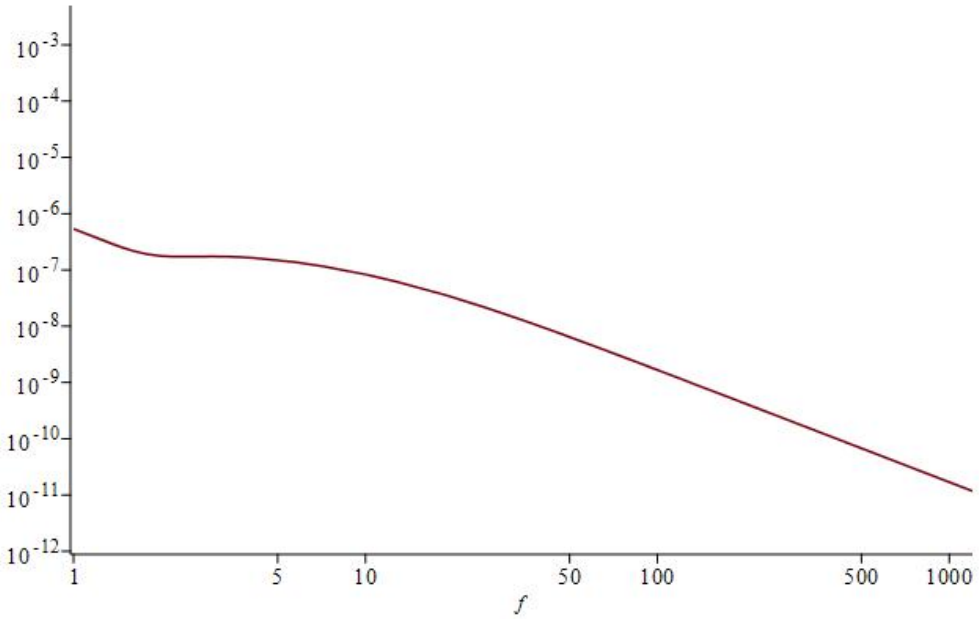


Figur 10.7-B: ***Sporets dynamiske ballastsiffer som funksjon av frekvens***

Sporets dynamiske ballastsiffer er tilnærmet lik det statiske ballastsiffer (0,115 N/mm^3) i nedre frekvensområde. Ved frekvens på 375 Hz gir sporet etter for resonans.

Figur 10.7-C viser vognens reseptans hvor sekundæropphenget er vurdert i en enkel modell.

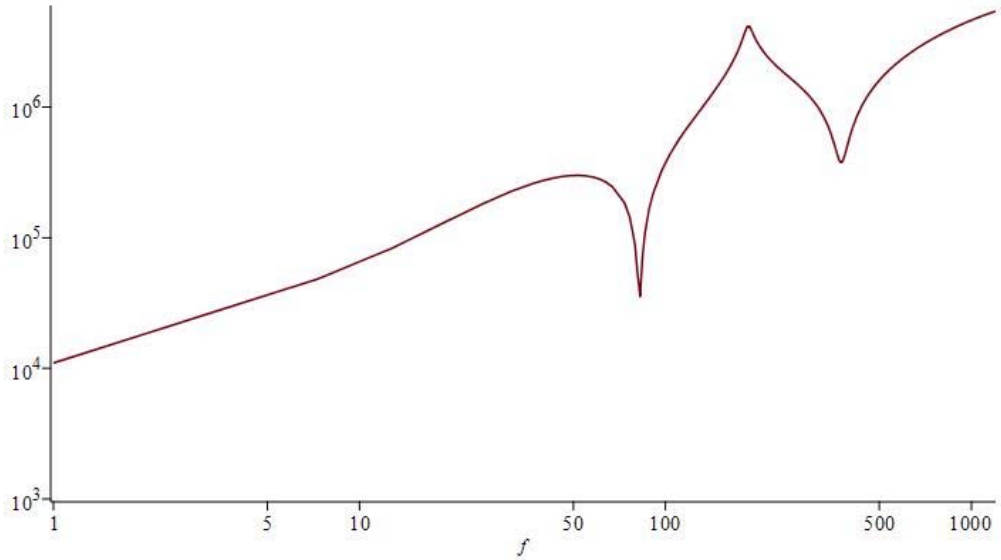
m / N



Figur 10.7-C: ***Vognens reseptans som funksjon av frekvens***

Figur 10.7-D viser variasjonen av den dynamiske vertikalkraft ΔQ (N) som funksjon av frekvens

N



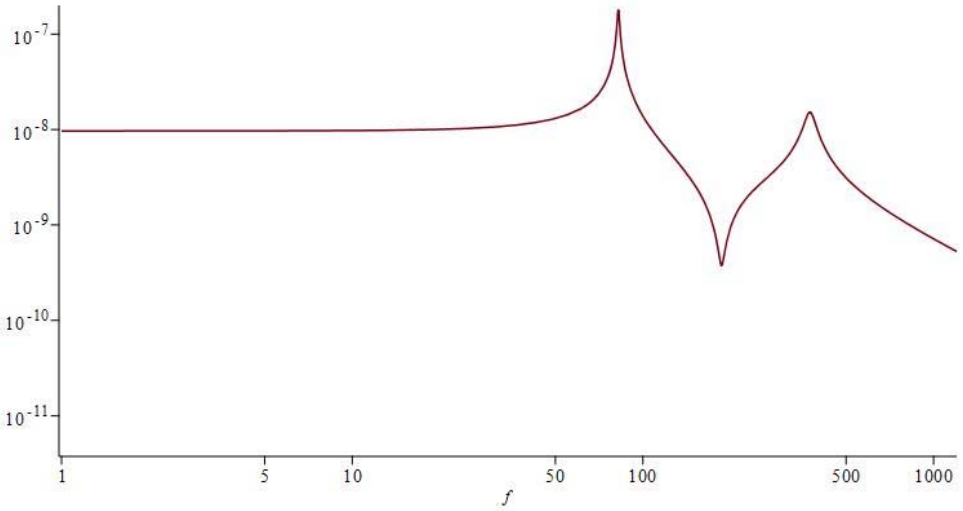
Figur 10.7-D: ***Variasjon av den dynamiske vertikalkraft***

I lavere frekvensnivå er ΔQ beregnet til 10 – 15 kN, men øker raskt opp til ca. 40 kN ved korte bølgelengder i sporet.

10.7.1.2 Grafer for sporets reseptans, dynamisk ballastsiffer, vognens reseptans, dynamisk vertikalkraft for bølgelengder på skinnehode med definert ruhet

Figur 10.7-E viser sporets reseptans i dimensjon m/N som funksjon av frekvens.

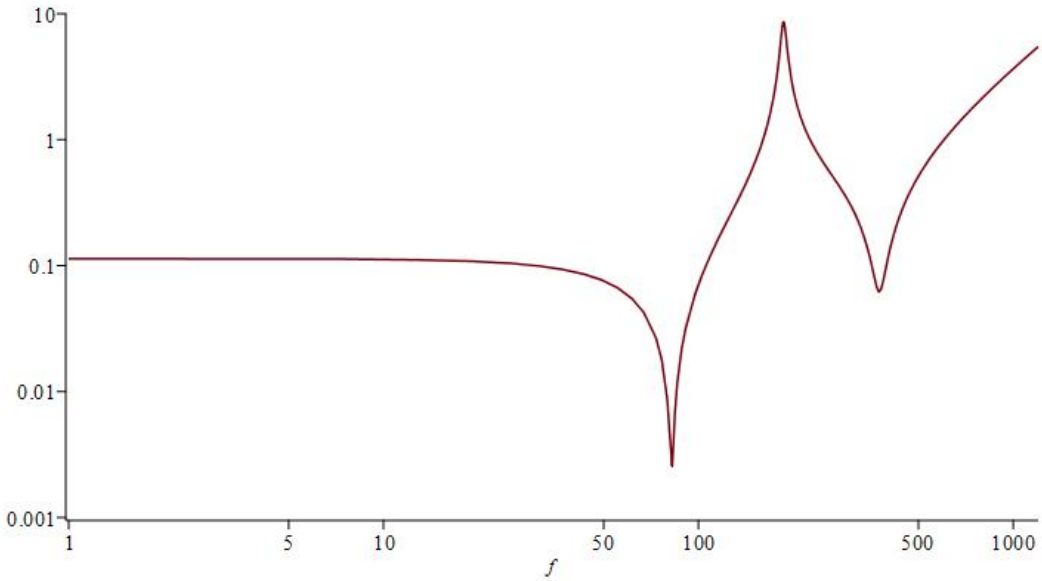
m/N



Figur 10.7-E: ***Sporets reseptans som funksjon av frekvens***

Sporets reseptans er den inverse verdi av ballastsifferet. Første resonansfrekvens er beregnet til 82 Hz og andre resonansfrekvens er beregnet til 375 Hz.

N/mm^3

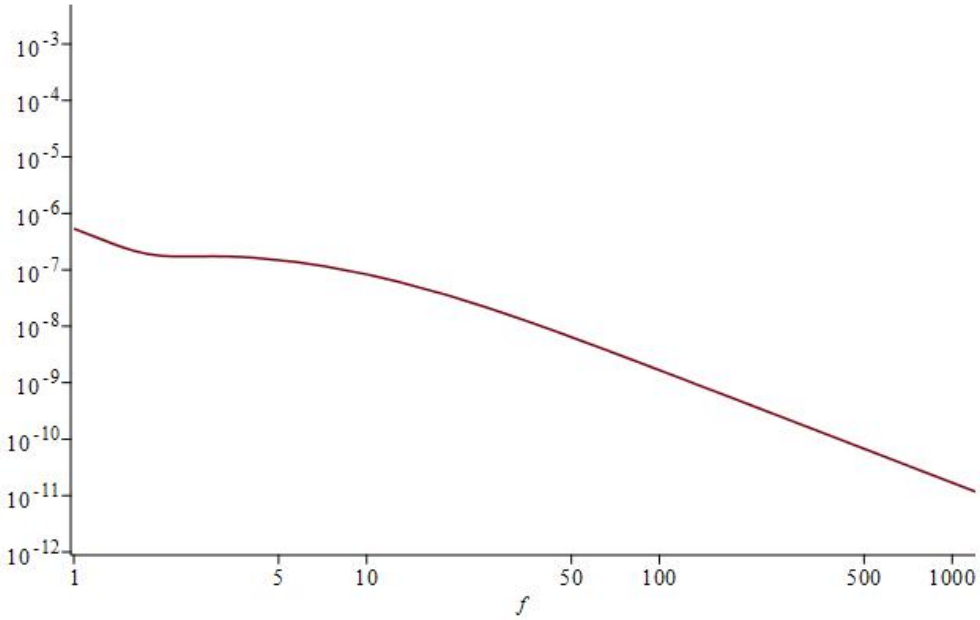


Figur 10.7-F: ***Sporets dynamiske ballastsiffer som funksjon av frekvens***

Sporets dynamiske ballastsiffer er tilnærmet lik det statiske ballastsiffer (0,115 N/mm^3) i nedre frekvensområde. Ved frekvens på 375 Hz gir sporet etter for resonans.

Figur 10.7-G viser vognens reseptans hvor sekundæropphenget er vurdert i en enkel modell.

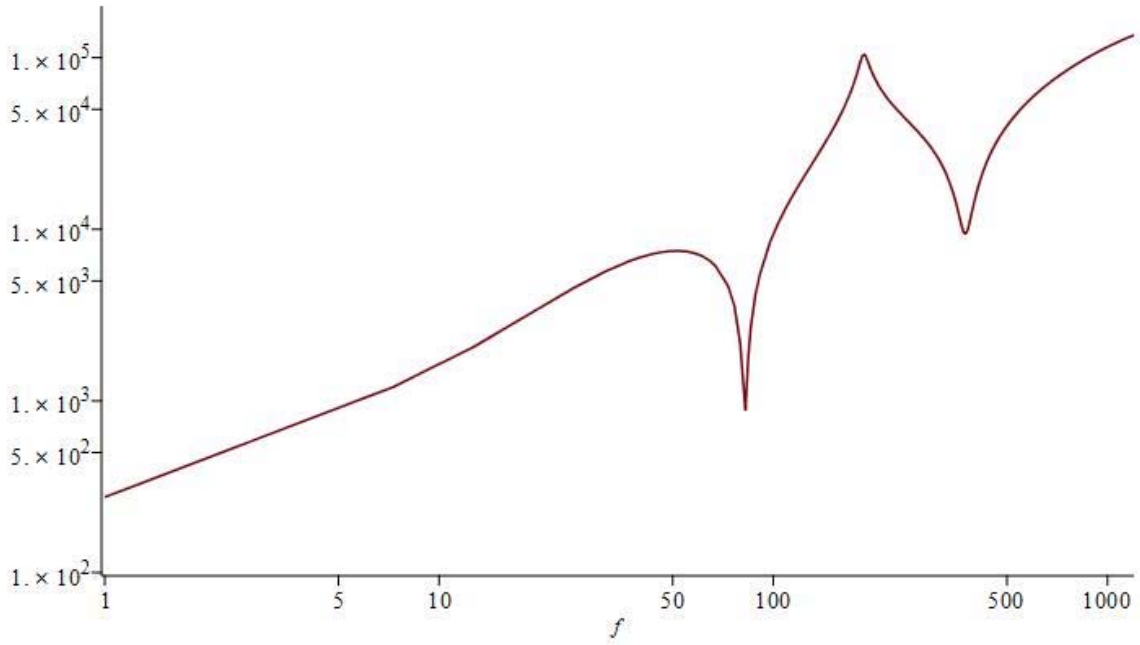
m / N



Figur 10.7-G: ***Vognens reseptans som funksjon av frekvens***

Figur 10.7-H viser variasjonen av den dynamiske vertikalkraft ΔQ (N) som funksjon av frekvens

N

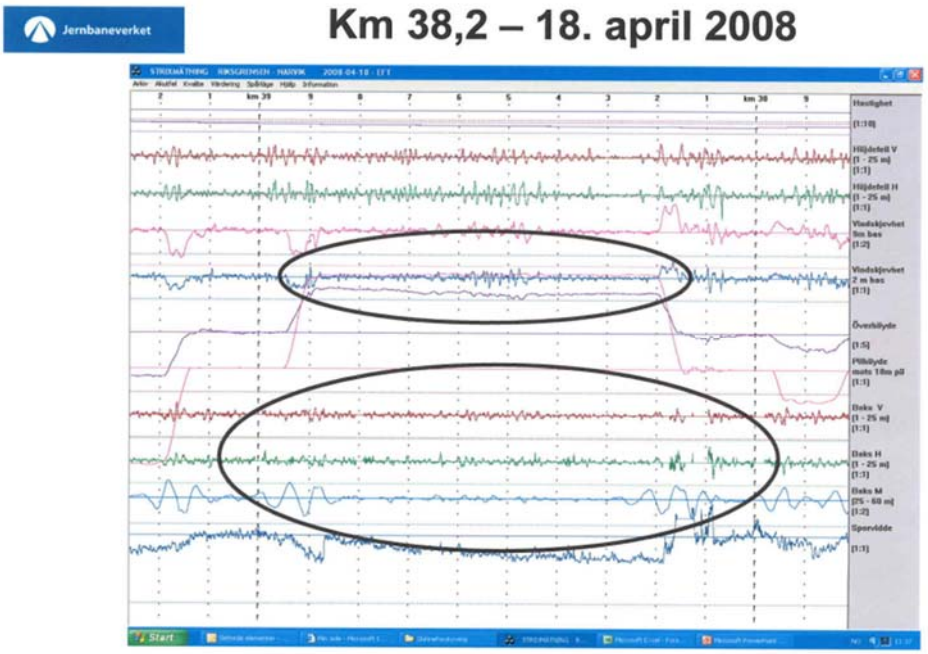


Figur 10.7-H: ***Variasjon av den dynamiske vertikalkraft***

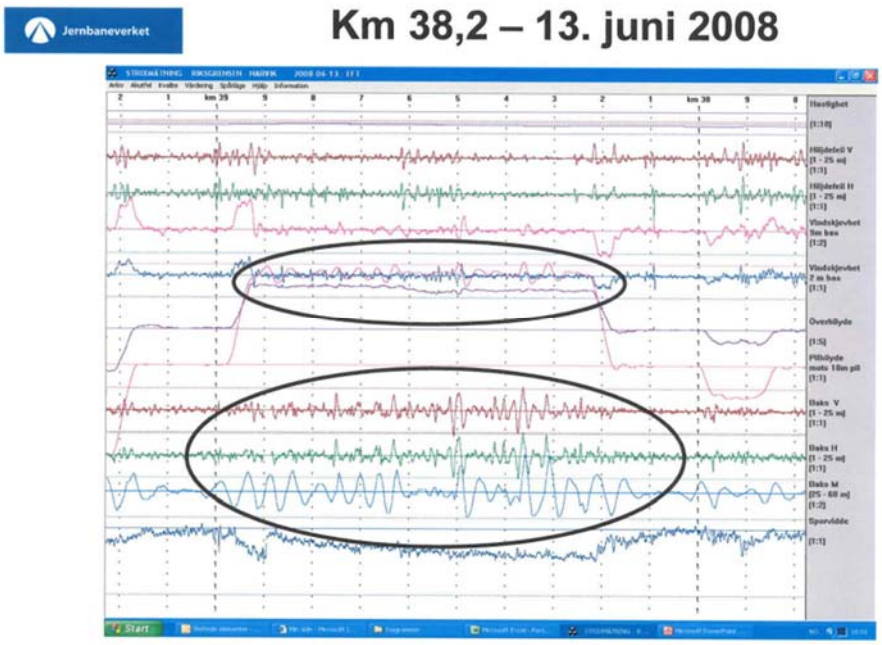
I høyere aktuelle frekvensnivåer er ΔQ beregnet til 60 – 80 kN.

10.8 Verifisering av sporkvalitet like etter pakking og på et senere tidspunkt

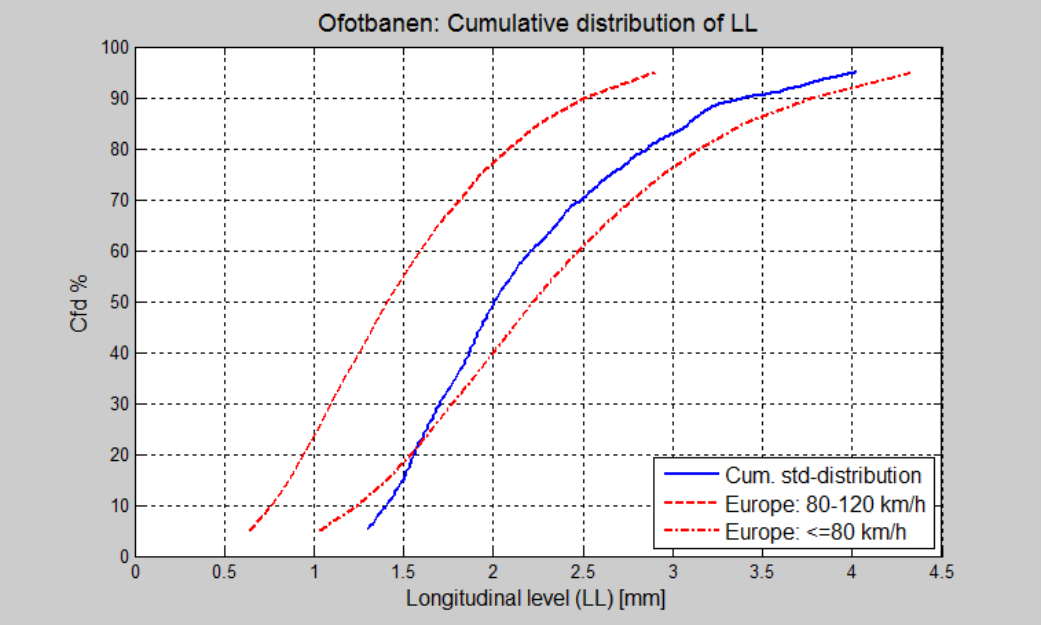
Grafene i målevognsdiagrammene viser at de opptredende vertikale bølger for venstre og høyre skinne er relativt uavhengig av tidspunkt for måling og akkumulert belastning



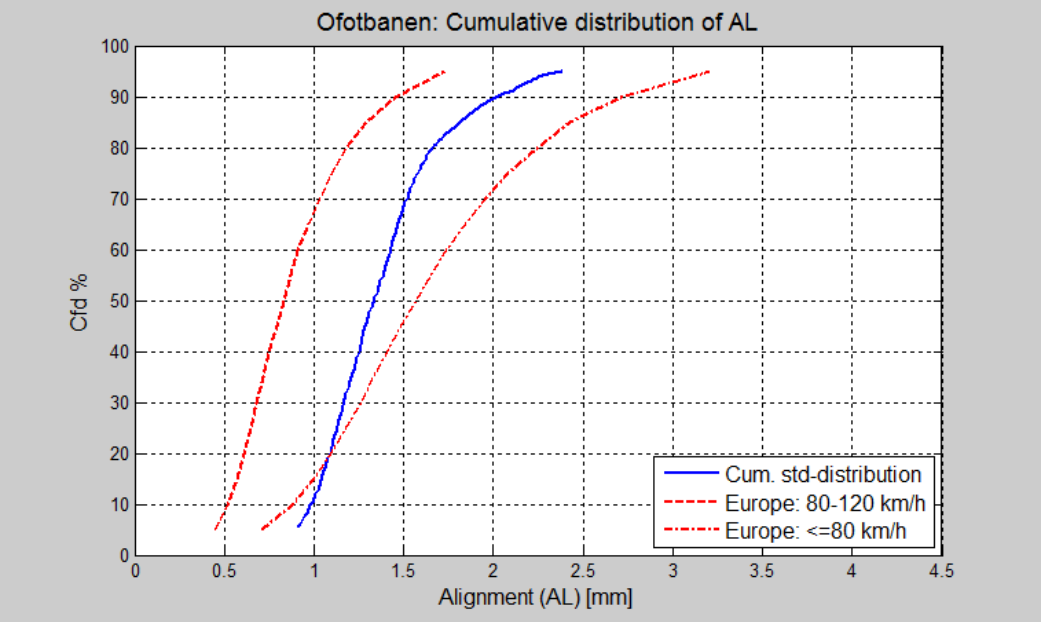
Figur 10.8-A: Grafer for sporets kvalitet registrert ved målevognkjøring like etter *pakking*



Figur 10.8-B: Grafer for sporets kvalitet registrert ved målevognkjøring på et senere tidspunkt



Figur 10.8-C: ***Global analyse for vertikale bølger på Ofotbanen (blå graf)***



Figur 10.8-D: Global analyse for bølger sideveis på Malmbanan (blå graf)

I denne analysen dokumenteres at Ofotbanen har tilfredsstillende sporkvalitet.

Figur 10.8-C er i tråd med observasjonene i Figur 10.8-A og Figur 10.8-B.

11 REFERANSER

[1] Gleisdynamik (Klaus Knothe, tidligere professor ved TU Berlin)
[2] Schienenfahrzeugdynamik (Klaus Knothe, TU Berlin og Sebastian Stichel, KTH)
[3] Evert Andersson; Mats Berg; Sebastian Stichel: Spårfordons dynamik, Stockholm 2002
[4] Coenraad Esveld: Modern Railway Track, Second Edition, Nederland 2001
[5] Fritz Fastenrath; VERLAG ERNST & SOHN: Die Eisenbahnschiene, BERLIN, MÜNCHEN, DüSSELDORF
[6] J. Eisenmann, G. Leykauf og L. Mattner: «Vorschläge Erhöhung der Oberbauelastizität»
[7] Eisenbahntechnische Rundschau 1994 7/8
[8] Rapport 4.7, 30 tonn på Ofotbanen, Drift og vedlikehold, Overbygning, Beregning av skinnespenninger 1996
[9] Prøvekjøring med 32,5 tonn aksellast på Ofotbanen, Beregning av skinnespenninger 2016
[10] LKAB Bromsprov Malmvagn Fammoorr F 050 [1] datert 2013 – 11 – 25
[11] EN 13230–6: 2015
[12] EN 13230–6: 2015 (E) Anneks A
[13] Beanspruchungen von Schienen unter statischen, dynamischen und thermischen Belastungen, ZEVrail Glasers Annalen 2003 März/April (Klaus Knothe med medforfattere)
[14] Dimensionerande böjmoment i sliprar till Banverkets sliperspecifikasjon 2007, Rikard Bolmsvik & Jens Nielsen
[15] Rollkontaktermüdung; Modelle zur Prognose von Rollkontaktermüdungsschäden an Schienen; EI-Eisenbahningenieur Juli 2009 (Manfred Zacher, DB Systemtechnik AG med medforfattere)
[16] Management and Understanding of Rolling Contact Fatigue, Rail Safety & Standards Board July 2006 (Dr. F. J. Franklin, Newcastle University med medforfattere)
[17] FoU Control of Wheel Rail Contact Stresses (K – 008491); MiW Rail Technology, Sverige 2016
[18] Fundamentals of Wheel / Rail Interaction (Harry Tournay; TTCI)
[19] JVTC Project: Top of Rail-reduction of damages in wheel/rail interaction
[20] Simulation of Top-Of-Rail Friction-Modifier effect on rail curves (Saad Ahmed Khan)

OFOTBANEN, 35 TONN AKSELLAST

OFOTBANEN

Trafikverket SB35F Betongsville 35 t Ofotbanen
Valg av Sporkonstruksjon



01		20.04.2018	Gas		
Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av

Ofotbanen **Narvik havn - Vassijaure** **Ofotbanen, 35 tonn aksellast** **Trafikverket SB35F Betongsville 35 t Ofotbanen** **Valg av Sporkonstruksjon**	Ant. sider **31**	Fritekst 1d	
		Fritekst 2d	
		Fritekst 3d	
	Produsent		
	Prod. dok. nr.		
	Erstatning for		
	Erstattet av		
Prosjektnr.:	Dokument nr.		Rev. **01**
BANE NOR	Dokument nr.		Rev.

1 INNHOLD 3

2 OFOTBANEN; TRAFIKVERKET SB35F BETONGSVILLE FOR 35 TONNS AKSELLAST 4

2.1 INNLEDNING 4
2.2 KONKLUSJON 4
2.3 VURDERING AV INNFLYTELSE AV LENGDE PÅ BETONGSVILLE VED MOMENTBETRAKTNING 4
2.4 DISTRIBUSJON AV LANGSGÅENDE LASTER 6
2.4.1 Flere elastiske sjikt i overbygningen 8
2.5 DYNAMISK BALLASTSIFFER ELLER DYNAMISK BALLASTSTIVHET 8
2.6 BEREGNING AV DE ENKELTE KOEFFISIENTER FOR DYNAMISK TILSTAND 9
2.6.1 Karakteristisk lengde 9
2.6.2 Belastet flate under sville 9
2.6.3 Lastfordelingsfaktor k_d 10
2.6.4 Faktor for beregning av hastighetsavhengig dynamisk tillegg k_v 10
2.6.5 Mellomlegg mellom skinne og sville for redusering av spissbelastning på betongsviller k_P 11
2.6.6 Valget av faktor er i tråd med anbefalingene i EN 13230-6: 2015 (E) Anneks Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 11
2.6.7 Formel for dynamisk kraft i skinnesete på betongsvillen 11
2.6.8 Koeffisient for momentberegning 11
2.7 TRAFIKVERKET SB35F BETONGSVILLE: DIMENSJONERINGSKRITERIER OG DESIGN 12
2.7.1 Tilfelle 1: Beregning av lastfordelingsfaktor k_d 12
2.7.2 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 15
2.7.3 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv 15
2.8 BEREGNING AV BØYEMOMENTER I SVILLE 15
2.8.1 Seksjon for skinnesete 16
2.8.2 Seksjon svillemidt 17
2.9 TILSTAND FOR HARD UNDERGRUNN (FROSSET BALLAST) 18
2.9.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 20
2.9.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv 20
2.10 BEREGNING AV BELASTNING PÅ SVILLE UTEN SVILLEMATTE 21
2.10.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 24
2.10.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv 24
2.11 TILSTAND FOR FROSSET BALLAST 24
2.11.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 26
2.11.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv 26
2.12 BEREGNING AV BØYEMOMENTER I SVILLE 26
2.12.1 Seksjon for skinnesete 27
2.12.2 Seksjon svillemidt 28

3 REFERANSER 31

Tabeller

Tabell 2.2-A: Beregnede momenter på Ofotbanen med Trafikverket SB35F betongsville med ballastmatte 4
Tabell 2.2-B: Beregnede momenter på Ofotbanen med Trafikverket SB35F betongsville (ikke ballastmatte) 4
Tabell 2.3-A: Generell momentbelastning på betongsviller med varierende lengder 6
Tabell 2.12-A: Sammenstilling av beregningene 30
Tabell 2.12-B: Sammenstilling av beregningene 30

Figurer

Figur 2.3-A: Beregning av opptredende momenter på betongsville DB B70 ut fra fordeling av spenninger i ballastsengen 5
Figur 2.3-B: Statisk system for beregning av momentfordeling 5
Figur 2.6-A: Reaksjonskrefter fra pukk ved forskjellig opptredende tilstander av belastning under sville 9
Figur 2.6-B: Faktor for dynamisk akselkraft 10
Figur 2.7-A: Design av betongsville Trafikverket SB35F 12
Figur 2.8-A: Svensk betongsville for 35 tonn aksellast 16
Figur 2.8-B: Modell for beregning av bøyningsmoment i seksjon for skinnesete 16
Figur 2.8-C: Geometri for sville for beregning av moment i svillemidt 17
Figur 2.12-A: Trafikverket SB35F Betongsville 27
Figur 2.12-B: Modell for beregning av bøyningsmoment i seksjon for skinnesete 27
Figur 2.12-C: Geometri for sville for beregning av moment i svillemidt 28

1 INNHOLD

Sviller

Svillelengde på 2,50 m
Betongsvillen må ha større tverrsnitt i svilleende enn i svillemidt.

SB35F er dimensjonert for et bøyemoment i svilleende og i svillemidt uten svillematte som vist i Tabell 1.1.A

Tabell 1.1.A: Dimensjonerende momenter i svilleende og svillemidt for 35 tonn aksellast

Svillested	Maksimalt positivt moment (kNm)	Maksimalt negativt moment (kNm)
Svillesete for skinne	22,00	
Svillemidt		-14

Svillematter

Det gjennomføres en beregning iht. EN 13230-6:2015 (E) og UIC CODE 713 R 1st edition, November 2004 relatert til forholdene på Ofotbanen.

For dimensjonering av betongsvillen med og uten svillematte er det benyttet følgende fjærkarateristikker for de elastiske sjikt:

- Fjærstivhet for ballastsengen $k_B = 12 \cdot 10^4$ N/mm (tilsvarer $C_B = 0{,}40$ N/mm^3)
- Fjærstivhet for mellomlegget mellom skinne og sville $k_{RP} = 1{,}40 \cdot 10^5$ N/mm (lik 140 ·kN/mm og $C_{RP} = 0{,}47$ N/mm^3)
- Fjærstivhet for svillematte $k_{SM} = 9 \cdot 10^4$ N/mm (tilsvarer $C_{SM} = 0{,}30$ N/mm^3)

Iht. opplysninger fra leverandør og Trafikverket er den korrekte fjærstivhet som vil bli brukt på på svillemattene, $C_{SM} = 0{,}24$ N/mm^3. I beregningene er benyttet $C_{SM} = 0{,}30$ N/mm^3. Dette har i praksis ingen innflytelse.

Svillemattene gir et viktig bidrag til å redusere bøyemomentene i svilleende under svillesete og i feltmidt. Årsaken er at lastfordelingsfaktoren blir bedre.

Det anbefales bruk av svillematte for å oppnå en jevnere belastning på betongsvillens underside og for pukksteinene i det øverste laget i ballastsenfen. Spissbelastninngen reduseres betydelig. Forskning bekrefter at spissbelastningen halveres.

2 OFOTBANEN; TRAFIKVERKET SB35F BETONGSVILLE FOR 35 TONNS AKSELLAST

2.1 Innledning

Det utføres en beregning for betongsville for 35 tonns aksellast på Ofotbanen i samsvar med EN 13230: serie (E). Normen består av 6 deldokumenter.

2.2 Konklusjon

Tabell 2.2-A og Tabell 2.2-B viser resultat av beregninger av bøyemomenter i svilleende og i svillemidt med og uten svillematter etter UIC code 713 R 2.3.10, formel [4.2].

Tabell 2.2-A: Beregnede momenter på Ofotbanen med Trafikverket SB35F betongsville med ballastmatte

Trafikverket SB35F betongsville, l = 2500 mm, m = ca. 285 kg, F = 694200 mm^2 Forslag til bruk av svillematte					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,\,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	115,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k,\,r,\,pos}$ = + 14,78 kNm	Negativt $M_{k,\,r,\,neg}$ = - 7,40 kNm	Positivt $M_{k,\,c,\,pos}$ = = + 12,55 kNm	Negativt $M_{k,\,c,\,neg}$ = - 17,93 kNm	Identisk med normal belastning

Tabell 2.2-B: Beregnede momenter på Ofotbanen med Trafikverket SB35F betongsville (ikke ballastmatte)

Trafikverket SB35F betongsville, l = 2500 mm, m = ca. 285 kg, F = 694200 mm^2 Ikke bruk av svillematte					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,\,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	121,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k,\,r,\,pos}$ = + 15,56 kNm	Negativt $M_{k,\,r,\,neg}$ = - 7,78 kNm	Positivt $M_{k,\,c,\,pos}$ = = + 13,20 kNm	Negativt $M_{k,\,c,\,neg}$ = - 18,90 kNm	Identisk med normal belastning

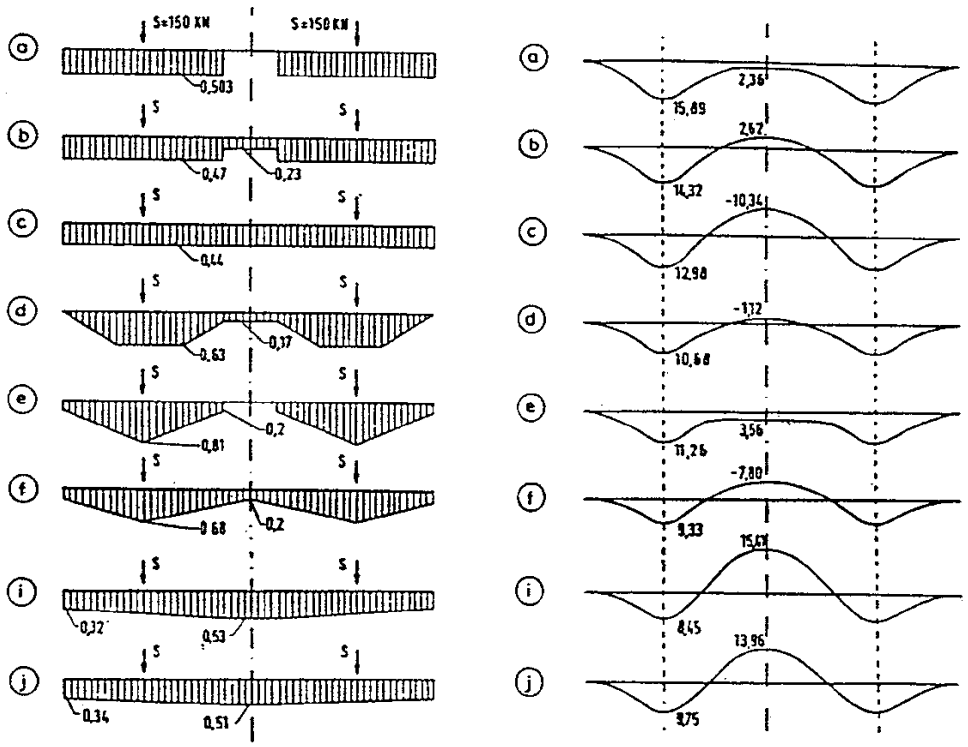
Bruk av svillematter gir et viktig bidrag til å redusere bøyemomentene i svilleende og i feltmidt. På grunn av svillelengde lik 2,50 m er feltmomentet relativt stort.

Beregningene viser at feltmomentene med og uten svillematte er større enn moment på kapasitet i feltmidt. Svillen er dermed ikke anvendbar på Ofotbanen.

2.3 Vurdering av innflytelse av lengde på betongsville ved momentbetraktning

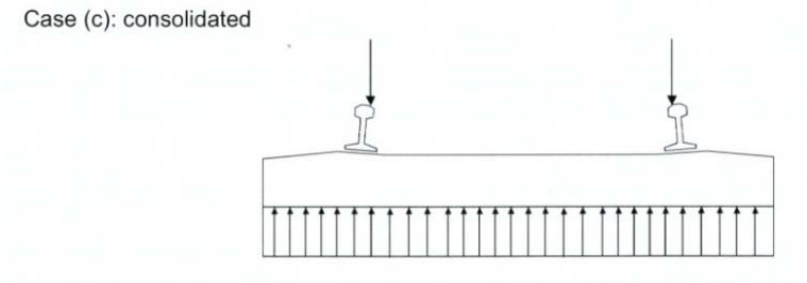
I Figur 2.3-A er vist opptredende momenter på betongsville DB B70 ut fra fordeling av spenninger i ballastsengen. Tilfellene a til c som benyttes til dimensjonering av betongsvillene, er beskrevet i EN 13230–6: 2015.
Tilfellene i og f representerer frossen ballast og er ikke en del av normen.

Betongsville DB B70 har lengde l = 2,60 m. Støttepunktkraften S i skinnesete settes til 150 kN.
I det etterfølgende skal det gjøres en enkel og generell vurdering av betydningen av svillens lengde for momentbelastning og momentfordeling under forutsetning av konstant bredde på svillen. Det tas i eksemplene ikke hensyn til lastutbredelse i skinnesete og derav momentredusering. Lasten betraktes som punktlast. Det utføres betraktninger med lengdene l = 2,60 m, l = 2,50 m og l = 2,40 m.



Figur 2.3-A: Beregning av opptredende momenter på betongsville DB B70 ut fra fordeling av spenninger i ballastsengen

Det velges en fiktiv skinnesetekraft på S = 100 kN og tilfelle c betraktes (Figur 2.3-B).
Figur 2.3-B viser det statiske systemet.



Figur 2.3-B: Statisk system for beregning av momentfordeling

Beregningen gjennomføres for l = 2,60 m og for S = 100 kN. Avstanden mellom hjulkreftene i skinnesetene settes til 1,50 m.
Jevnt fordelt last mellom sville og ballastseng:

$$q_{2,60} = \frac{2 \cdot 100}{2,60} = 77\ kN/m$$

Positivt utkragermoment under skinnesete:

$$M_{S,2,60} = 77 \cdot 0{,}55^2 \cdot \frac{1}{2} = 11{,}60\ kNm$$

Negativt feltmoment midt i sville:

$$M_{F,2,60} = 77 \cdot 1{,}30^2 \cdot \frac{1}{2} - 100 \cdot 0{,}75 = -9{,}90\ kNm$$

Momentbelastning utføres tilsvarende for de andre lengdene og resultatet sammenfattes i Tabell 2.3-A.

Tabell 2.3-A: Generell momentbelastning på betongsviller med varierende lengder

Svillelengde (m)	Skinnesetekraft S (kN)	Jevnt fordelt last i ballastseng q (kN/m)	Utkragermoment under skinnesete (kNm)	Feltmoment midt i sville (kNm)	Differanse uttrykt i tallverdi
2,60	100	77	+ 11,60	- 9,90	$\lvert 1{,}70 \rvert$
2,50	100	80	+ 10,00	- 12,50	$\lvert 2{,}50 \rvert$
2,40	100	83	+ 8,40	- 15,20	$\lvert 6{,}80 \rvert$

Det gjennomførte beregningseksemplet viser at en sville med lengde på 2,60 m kommer meget gunstig ut. Feltmomentet blir ikke så forskjellig fra utkragermomentet uttrykt i tallverdi. For kortere svillelengde blir feltmomentet unødvendig stort.
Betongsville med lengde 2,40 m kommer svært ugunstig ut. For det første er det stor forskjell mellom utkragermomentet og feltmomentet uttrykt i tallverdi. For det andre blir feltmomentet unødvendig stort.

2.4 Distribusjon av langsgående laster

EN 13230-6:2015 (E) Anneks A (informativ) godkjenner at fordelingen av laster eller krefter fra hjul mellom skinner og sviller langs sporet kan beregnes iht. modell for bjelke på elastisk underlag. Betydningen av alle elastiske komponenter i sporet kan i prinsippet bli tatt hensyn til. Normen begrenser seg imidlertid til 2 elastiske sjikt som er mellomleggsplate mellom skinne og sville samt ballast med undergrunn. Den globale stivhet i sporet k_{STAT} tillegges betydning. Det blir viktig å beregne lastfordelingsfaktoren k_d.

EN 13230 – 6: 2015 (E) Anneks A (informativ) forutsetter beregning av lastfordelingsfaktor for et spor med stor elastisitet; dvs. lavt ballastsiffer. Aspektet gir stor lastfordelingsevne og dermed lav last på hver enkelt sville i skinnesete. Imidlertid i et slikt spor kan det opptre hengende sviller og irregulariteter i sporet som medfører store dynamiske belastninger på svillen. Dette er tatt hensyn til i normen ved anvendelse av koeffisienter.
Den svært lave verdi for ballastsifferet dekker opp for flere elastiske sjikt i ballastsengen (det vises til bemerkning foran i første avsnitt). Aspektet medfører at svillematter og ballastmatter kan forutsettes medtatt under forutsetning av at det velges matter med relevante stivhetsegenskaper.
Som et tillegg er det i det foreliggende dokument tatt hensyn til at sporet kan få stor stivhet med høyt ballastsiffer på grunn av undergrunnens egenskaper på Ofotbanen. Dette gir mindre evne til lastfordeling og dermed større kraft i skinnesete.
Den teoretiske fordeling beregnes derfor for 2 elastisitetsmoduler i ballast og undergrunn:

- Middels elastisitetsmodul C_B = 0,30 (N/mm3)

Middels elastisitetsmodul gir bedre lastfordeling over større lengde i sporet som er gunstig. Ved en slik modul kan det imidlertid også forekomme mulighet for større irregulariteter i sporet og dermed også tilstand for hengende sviller. Dette vil føre til dynamisk tilleggsbelastning.

- Stor elastisitetsmodul CB = 0,40 (N/mm3), ikke en del av normen

Større stivhet indikerer stivt spor. Lastfordelingen blir kortere og belastningen på svillen antar en større verdi uttrykt ved svillesetekraften. Derimot vil irregulariteter i sporet bli redusert. Eksempelvis vil ikke hengende sviller forekomme i delvis eller helt frosset ballast. Det forutsettes at betongsviller ikke vil brekke ved en slik antatt stivhet i sporet.
I en overbygningskonstruksjon er det mulig å bygge inn flere elastiske sjikt. For Ofotbanen gjelder:

- Mellomlegg mellom skinne og sville som er obligatorisk
- Svillematte; fortrinnsvis noe stiv for å hindre svingninger av svillen
- Ballast med underbygning

Ballastmatter er et alternativ, men blir ikke vurdert i dette prosjektet.

EN 13230–6 inneholder dimensjonskriterier med mellomleggsplater mellom skinne og sville samt ballast med undergrunn (underbygning). Svillematter og ballastmatter inngår ikke i underlaget.
I overbygningskonstruksjonen er 3 globale parametere av interesse: ballastsifferet (flatestivhet), fjærstivheten (punktstivhet) og ballaststivheten (linjestivhet):

C_{STAT} (N/mm^3), k_{STAT} (N/mm), β_{STAT} (N/mm^2)

I en overbygningskonstruksjon hvor det er betongsviller, finnes det et elastisk mellomlegg mellom skinne og betongsville. Mellomlegget har til oppgave å redusere spissbelastninger fra rullende hjul ved framføring av tog på betongsvillen. I et slikt tilfelle er det 2 elastiske sjikt; mellomlegget mellom skinne og sville samt ballastlaget med undergrunn. De resulterende statisk elastiske egenskaper beregnes ved seriekopling av de elastiske sjiktene.
For beregning av den resulterende fjærstivhet k_{STAT} blir det normalt tatt utgangspunkt i det lokale ballastsifferet C_B som også inkluderer egenskapene til underlaget. Årsaken er at størrelsen på denne parameterverdien er vel kjent gjennom utallige målinger for ulike forhold for ballast og undergrunn. Aspektet er utførlig beskrevet i litteraturen. C_B har dimensjon N/mm^3. Fjærstivheten i dette sjiktet beregnes:

$$k_B = \frac{1}{2} \cdot F_{BELASTET} \cdot C_B \quad \left(N / mm\right)$$

Med dette beregnes den globale fjærstivhet:

$$\frac{1}{k_{STAT}} = \frac{1}{k_{RP}} + \frac{1}{k_B}$$

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_B}{k_{RP} + k_B} \quad \left(\frac{N}{mm}\right)$$

Det globale ballastsifferet beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{k_{STAT}}{\frac{F_{BELASTET}}{2}} = 2 \cdot \frac{k_{STAT}}{F_{BELASTET}} \quad \left(\frac{N/mm}{mm^2} = \frac{N}{mm^3} \right)$$

Termen k_{RP} er fjærstivheten til mellomlegget mellom skinne og sville (N/mm). Videre er k_B fjærstivheten i ballastlaget med underbygning (N/mm).
Ballaststivheten β (N/mm^2) som defineres som forholdet mellom fjærstivhet og svilleavstand (k/a), blir tilsvarende:

$$\beta_{STAT} = \frac{\beta_{RP} \cdot \beta_B}{\beta_B + \beta_{RP}} \quad \left(\frac{N}{mm^2} \right)$$

2.4.1 Flere elastiske sjikt i overbygningen

Det etterfølgende er ikke beskrevet i detalj i normen. Imidlertid ved anvendelse av svært lav verdi for ballastsifferet i ballastsengen kan det legges til grunn at de elastiske sjiktene blir tatt med i vurderingen.
I en avansert overbygningskonstruksjon kan svillene bli påmontert matter i underkant av sville. Dermed eksisterer et 3. elastisk sjikt som er svillematten. Under forutsetning av at ballastlaget med underbygning beskrives som en ballastblokk med masse og elastisitet, blir formelverket tilsvarende (antakelse om statisk seriekobling av fjærelementene):

$$\frac{1}{k_{STAT}} = \frac{1}{k_{RP}} + \frac{1}{k_{SM}} + \frac{1}{k_B}$$

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_{SM} \cdot k_B}{k_{RP} \cdot k_{SM} + k_{RP} \cdot k_B + k_{SM} \cdot k_B}$$

Her betyr:

- Stivhet til mellomlegget: k_{RP} (N/mm)
- Stivhet til svillematte: k_{SM} (N/mm)
- Stivhet til ballastlaget mot underbygning: k_B (N/mm)

$$C_{STAT} = \frac{k_{STAT}}{\frac{F_{BELASTET}}{2}} = 2 \cdot \frac{k_{STAT}}{F_{BELASTET}} \quad \left(\frac{N/mm}{mm^2} = \frac{N}{mm^3} \right)$$

Ved betraktning med ballaststivheten β blir tilsvarende:

$$\beta_{STAT} = \frac{\beta_{RP} \cdot \beta_{SM} \cdot \beta_B}{\beta_{RP} \cdot \beta_{SM} + \beta_{RP} \cdot \beta_B + \beta_{SM} \cdot \beta_B}$$

2.5 Dynamisk ballastsiffer eller dynamisk ballaststivhet

Det statiske ballastsifferet C_{STAT} (N/mm^3), eventuelt den statiske ballaststivhet β_{STAT} (N/mm^2) for overbygningen gjelder bare når et materiell står stille.

Ved framføring av materiellet i sporet med hastighet endrer sporets karakteristikker seg slik at det må benyttes tilsvarende dynamiske parametere C_{DYN}, eventuelt β_{DYN}. Det er forbundet med omfangsrike algoritmer i en kompleks analyse å beregne disse parameterne. Aspektet har sammenheng med at også dempingsegenskapene til elastisitetssjiktene må bli tatt

hensyn til og at opptredende frekvenser må vurderes. Imidlertid ved lave hastigheter vil ikke endringene bli så framtredende.

EN 13230-serie :2015 (E) betrakter bare stivhetsegenskapene (fjærstivhetene) til sjiktene og dette vil bli fulgt opp i det etterfølgende.

2.6 Beregning av de enkelte koeffisienter for dynamisk tilstand

2.6.1 Karakteristisk lengde

Med utgangspunkt i den globale fjærstivhet k_{STAT} (N/mm) beregnes den karakteristiske lengde:

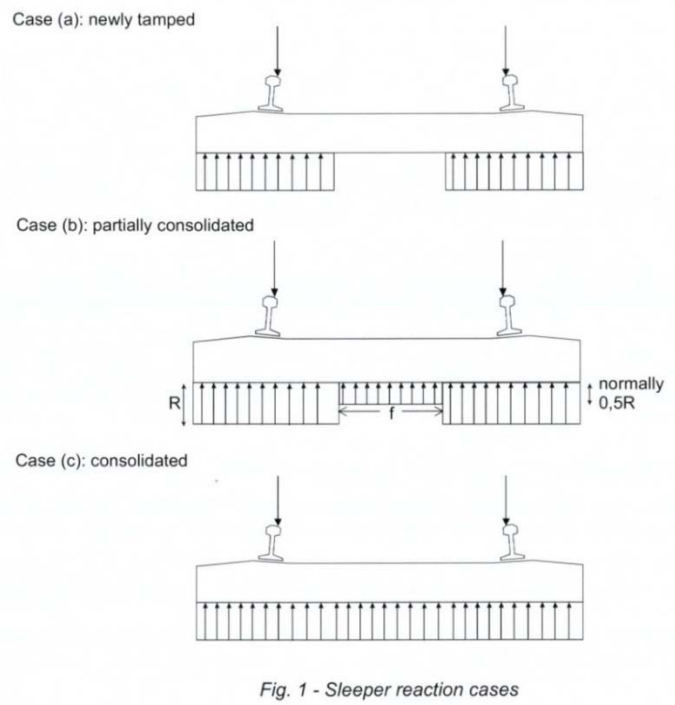
$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Elastisitetsmodul for skinner:	E_R *(N/mm²)*
Treghetsmoment til skinne:	I_R *(mm⁴)*
Svilleavstand:	*a (mm)*

2.6.2 Belastet flate under sville

Det defineres 3 tilstander av belastet flate i underkant sville (Figur 2.6-A):

- Nytt pakket spor (tilfelle a)
- Delvis konsolidert spor (tilfelle b)
- Konsolidert spor (tilfelle c)



Figur 2.6-A: Reaksjonskrefter fra pukk ved forskjellig opptredende tilstander av belastning under sville

2.6.3 Lastfordelingsfaktor k_d

Beregningsprosedyren for lastfordelingsfaktoren vises iht. EN 13230-6: 2015 (E) Anneks A (informativ).
Deformasjon y_0 av skinne for en enhetskraft Q_0:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Influenslinje η for posisjon x_i av aksler:

$$\eta_i = \frac{\sin \xi_i + \cos \xi_i}{e^{\xi_i}}$$

Her er:

$$\xi = \frac{x_i}{L_{el}}$$

Termen x_i er avstand fra betraktet punkt til definert aksel.

Parameteren $\xi = \frac{x_i}{L_{el}}$ uttrykkes i radianer.

Skinnesetekraft P_0 relatert til enhetskraften eller hjulkraften Q_0:

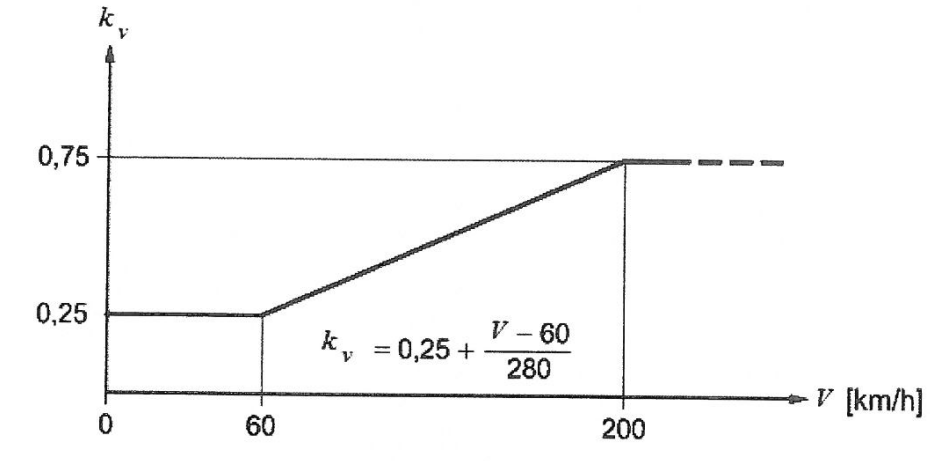
$$P_0 = k_{STAT} \cdot \Sigma_I \, \eta_i \cdot y_0 \quad (kN)$$

Med dette underlaget defineres lastfordelingsfaktoren:

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0}$$

2.6.4 Faktor for beregning av hastighetsavhengig dynamisk tillegg k_v

Faktoren utledes av hastighet og sporets tilstand. Det vises til figur 4 (gjengitt fra EN 13230–6: 2015 (E), anneks A (informativ).



Figur 2.6-B: Faktor for dynamisk akselkraft

Det legges til grunn en normal vertikal irregularitet i sporet. Uttrykket for normal dynamisk tilvekst k_v er gitt i Figur 2.6-B.

- For $0 \leq V \leq 60$ km/h: $k_v = 0{,}25$
- For $60 < V < 200$ km/h: $k_v = 0{,}25 + \frac{V - 60}{280}$
- For $V \geq 200$ km/h: $k_v = 0{,}75$

For Ofotbanen benyttes $k_V = 0{,}25$.

2.6.5 Mellomlegg mellom skinne og sville for redusering av spissbelastning på betongsviller k_P

Det må benyttes mellomleggsplater med evne til å redusere spissbelastning på betongsviller. Samtidig må mellomleggsplatene ha stivhet nok på grunn av høye aksellaster. Årsaken er at rulling av skinne i svillesete ikke må bli for stor i kurver med små radier.
Det benyttes en faktor (konservativ antakelse):

$k_p = 1{,}00$

2.6.6 Valget av faktor er i tråd med anbefalingene i EN 13230-6: 2015 (E) Anneks Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230-6: 2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

$k_r = 1{,}35$

2.6.7 Formel for dynamisk kraft i skinnesete på betongsvillen

Formelen lyder:

$$P_K = \frac{A_{nom}}{2} \cdot \left[1 + \left(k_p \cdot k_v\right)\right] \cdot k_d \cdot k_r$$

Termen A_{nom} er nominell aksellast.

2.6.8 Koeffisient for momentberegning

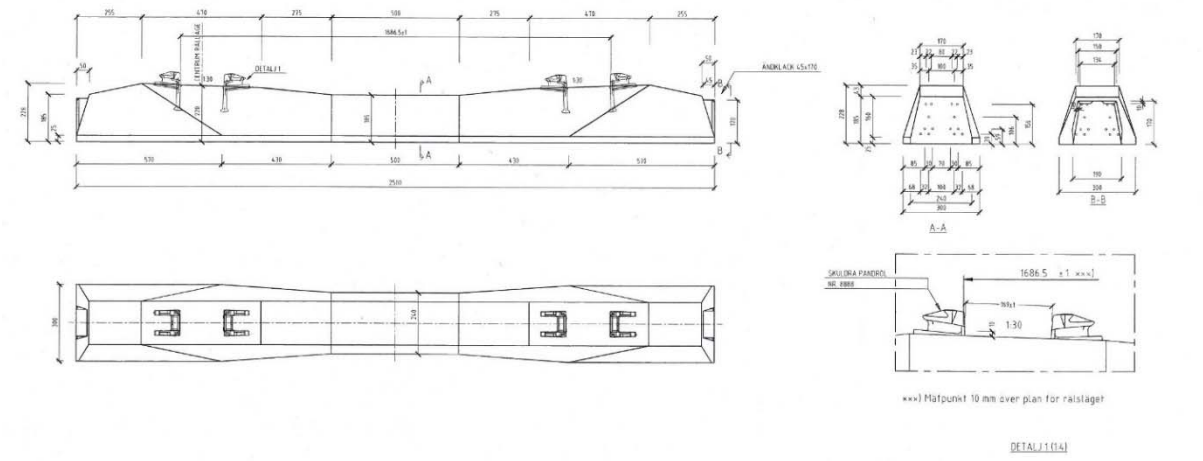
For momentberegning fastsettes en faktor langs svillen på grunn av irregulariteter i ballastlaget:

$k_{i,r} = 1{,}60$

Årsaken vil bli belyst senere. Verdien på faktoren er informativ.

2.7 Trafikverket SB35F Betongsville: Dimensjoneringskriterier og design

Geometrien for svenske betongsville er vist i Figur 2.7-A.



Figur 2.7-A: Design av betongsville Trafikverket SB35F

Den totale flate i underkant sville beregnes ti (ut fra målsettingen):

$$F_{TOTAL} = 2500 \cdot 240 + (300 - 240) \cdot 570 \cdot 2 + \frac{1}{2} \cdot 430 \cdot 30 \cdot 4 = 694200\ mm^2$$

Flate i underkant unntatt midtdel (på begge sider av midtdel):

$$F_{BELASTET} = 694200 - 500 \cdot 240 = 694200 - 120000 = 574200\ mm^2$$

Belastet flate for beregning av betongsville er ca. 0,574 m2. Denne flaten vil bli benyttet i de videre beregninger.

2.7.1 Tilfelle 1: Beregning av lastfordelingsfaktor k_d

For svensk betongsville beregnes lastfordelingsfaktoren iht. EN 13230-6: 2015 (E) Anneks A (informativ). Det blir foreslått en verdi for ballastsifferet inkludert undergrunn lik C_B = 0,300 N/mm^3. Det legges dermed til grunn et spor med moderat elastisitet og god fordelingsevne av lasten.
Fjærstivheten til ballastlaget med undergrunn (normen legger til grunn den totale flaten; ikke antatt belastet flate):

$$k_B = 9 \cdot 10^4\ (N/mm)$$

Elastisitet for et mellomlegg med kapasitet for redusering av spissbelastning:

$$k_{RP} = 1{,}4 \cdot 10^5\ (N/mm)$$

Elastisitet for svillematte (antatt):

$$k_{SM} = 9 \cdot 10^4\ (N/mm)$$

Global elastisitet k_{STAT} for understøttelse av skinnen:

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_{SM} \cdot k_B}{(k_{RP} \cdot k_{SM} + k_{RP} \cdot k_B + k_{SM} \cdot k_B)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 9 \cdot 10^4}{(1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 + 1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 + 9 \cdot 10^4 \cdot 9 \cdot 10^4)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 9 \cdot 10^4}{(126{,}00 + 126{,}00 + 81{,}00) \cdot 10^8} = \frac{113{,}40 \cdot 10^5}{333{,}00} = 0{,}34 \cdot 10^5 \ (N/mm)$$

Den resulterende flatestivhet (ballastsiffer) beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{2 \cdot k_{STAT}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 0{,}34 \cdot 10^5}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}119 \ \frac{N}{mm^3}$$

De enkelte flatestivhetene beregnes.
Flaterstivhet for ballast:

$$C_B = \frac{2 \cdot k_B}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 10^4}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}314 \ \frac{N}{mm^3}$$

Flatestivhet for mellomlegg mellom skinne og sville:

$$C_{RP} = \frac{2 \cdot k_{RP}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 1{,}40 \cdot 10^5}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}488 \ \frac{N}{mm^3}$$

Flatestivhet for svillematte:

$$C_{SM} = \frac{2 \cdot k_{SM}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 10^4}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}314 \ \frac{N}{mm^3}$$

Det utføres en kontrollberegning:

$$C_{STAT} = \frac{C_{RP} \cdot C_{SM} \cdot C_B}{(C_{RP} \cdot C_{SM} + C_{RP} \cdot C_B + C_{SM} \cdot C_B)}$$

$$C_{STAT} = \frac{0{,}488 \cdot 0{,}314 \cdot 0{,}314}{(0{,}488 \cdot 0{,}314 + 0{,}488 \cdot 0{,}314 + 0{,}314 \cdot 0{,}314)} = \frac{0{,}0481}{(0{,}153 + 0{,}153 + 0{,}098)} = 0{,}119 \ \frac{N}{mm^3}$$

Til tross for stivt ballastsiffer for ballastlaget på fjellgrunn i underbygningen viser det resulterende ballastsifferet lav verdi; dvs. at sporkonstruksjonen har høy elastisitet. Dette er forårsaket av de elastiske sjiktene.
Den karakteristiske lengde i en Winkler bjelke beregnes med skinne 60E1:

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Svilleavstand a = 520 mm

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2{,}10 \cdot 10^5 \cdot 3038 \cdot 10^4}{\frac{0{,}34 \cdot 10^5}{520}}} = 790\ mm$$

Betongsvillen skal fungere for vogner i tungtrafikk med akselavstand 1778 mm (tilnærmet 1800 mm) med aksellast på 35 tonn på Ofotbanen.
For nedbøyningsberegning fra hjulkraft benyttes formel:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Den halve bølgelengde til sporet:

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 0{,}75 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}79 = 1{,}86\ m$$

Lengde mellom hjulakslene er 1,79 m. Dette medfører last fra naboaksler på belastet sted.
Forholdet mellom akselavstand/karakteristisk lengde uttrykkes i radianer:

$$\xi 1 = \frac{x1}{L} = \frac{1{,}79}{0{,}79} = 2{,}26$$

Dette gir vinkel:

$$\alpha 1 = \frac{\xi 1}{2 \cdot \prod} \cdot 360 = 129{,}60^\circ$$

Faktor for nedbøyning fra naboaksel:

$$\eta 1 = \frac{(\sin(\alpha 1) + \cos(\alpha 1))}{e^{\xi 1}} = \frac{0{,}771 - 0{,}637}{9{,}583} = 0{,}0140$$

Faktor for økning av moment fra naboaksel:

$$\mu 1 = \frac{(\cos(\alpha 1) - \sin(\alpha 1))}{e^{\xi 1}} = \frac{-0{,}637 - 0{,}770}{9{,}583} = -0{,}1468$$

Beregning av nedbøyning av skinne under betraktet lokasjon:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}}$$

Hjulkraften Q_0 settes lik 180 kN.

$$y_0 = \frac{180{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 10^6}{2 \cdot 0{,}34 \cdot 10^5 \cdot 790} = 1{,}74\ mm$$

Resulterende kraft i svillesete for skinne når naboaksler blir tatt med:

$$P_0 = k_{STAT1} \cdot \sum_i \eta_i \cdot y_0 = 0{,}34 \cdot 10^5 \cdot (1{,}000 + 2 \cdot 0{,}014) \cdot 1{,}74 = 60{,}82\ kN$$

Lastfordelingsfaktoren bestemmes iht. EN 13230-6: 2015 (E) Anneks A (informativ):

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{60{,}82}{180{,}00} = 0{,}34$$

Lastfaktoren er å betrakte som lav. Årsaken ligger i at det er forutsatt flere elastiske sjikt.
Normen EN 13230-6 (E) Anneks A anbefaler på generelt grunnlag en fordelingsfaktor lik 0,38 for 60 kgs skinner uten bruk av svillematter.
Ifølge ovennevnte beregninger bidrar svillematte til en bedre lastfordelingsfaktor.
I det etterfølgende vil anbefalt verdi k_d = 0,38 bli benyttet.

2.7.2 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230-6: 2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

k_r = 1,35

2.7.3 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv

Normen EN 13230-6: 2015 (E), Anneks A (informativ) benyttes formel:

$$k_V = 0{,}25 + \frac{V - 60}{280}$$

For hastighet < 60 km/h blir:

K_V = 0,25

Faktor for redusering av spissbelastning på grunn av elastiske egenskaper til mellomlegget
På grunn av relativ høy stivhet i mellomlegget (som er nødvendig) benyttes faktor:

$$k_P = 1{,}00$$

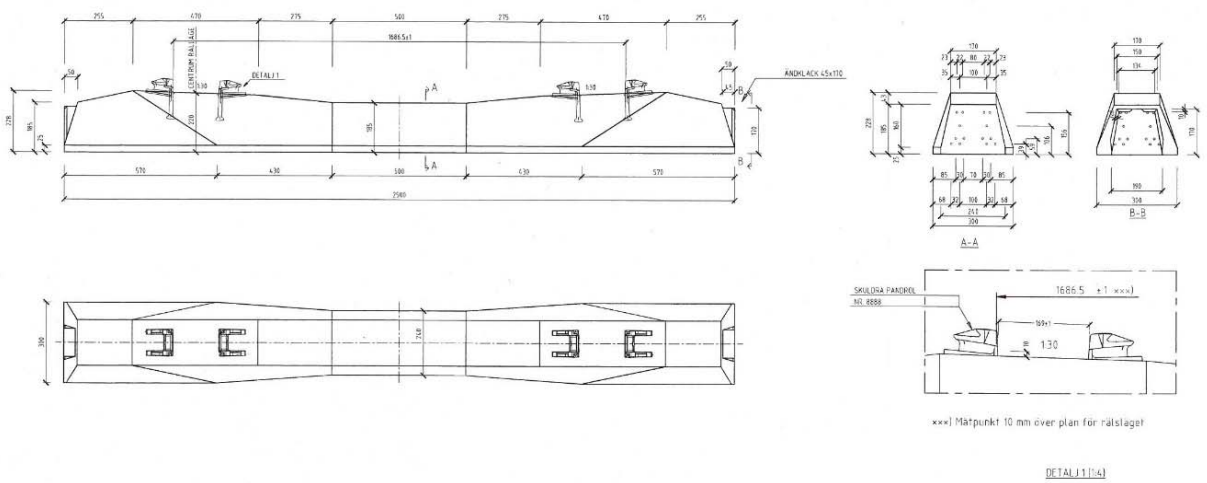
Beregning av dynamisk svillesetekraft

$$P_K = Q_0 \cdot (1 + (k_P \cdot k_V)) \cdot k_D \cdot k_R$$
$$P_K = 180{,}00 \cdot (1 + (1{,}00 \cdot 0{,}25)) \cdot 0{,}38 \cdot 1{,}35 = 115{,}50\ kN$$

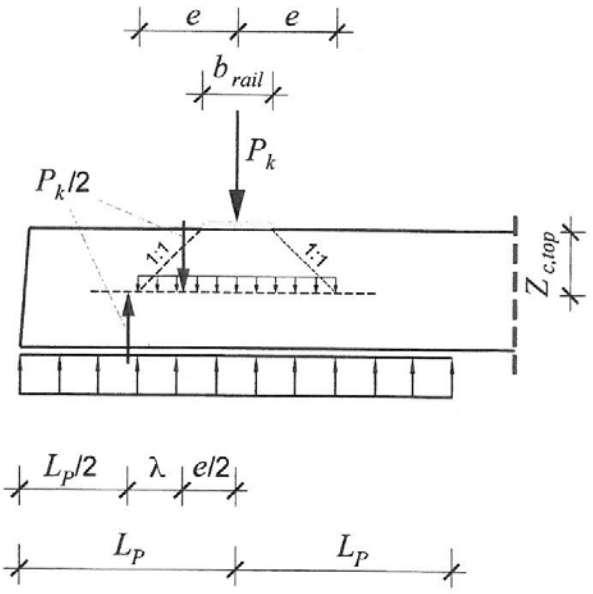
2.8 Beregning av bøyemomenter i sville

Det benyttes algoritmene i EN 13230–6: 2015 (E), Anneks A (informativ).
EN 13230–6: 2015 forutsetter en faktor $k_{i,\,r}$ = 1,60 for betraktning av irregulariteter langs svillen i samvirke med ballast.
Momenter beregnes i seksjon for svillesete og svillemidt.

2.8.1 Seksjon for skinnesete



Figur 2.8-A: Svensk betongsville for 35 tonn aksellast



Figur 2.8-B: Modell for beregning av bøyningsmoment i seksjon for skinnesete

Iht Figur 2.8-B må følgende parametere beregnes:

$$2 \cdot e = b_{skinne} + 2 \cdot z_{c,top} = 150 + 2 \cdot 105 = 360\ mm$$

Parameteren L_P beregnes:

$$L_P = \frac{L - c}{2} = \frac{2500 - 1500}{2} = 500\ mm$$

$$\lambda = \frac{L_P - e}{2} = \frac{500 - 360/2}{2} = 160\ mm$$

For momentberegning må regnes med en faktor $k_{i,\ r}$ = 1,60 langs svillen på grunn av irregulariteter i ballasten.
Dermed blir det utkragede moment fra svilleenden med maksimal dynamisk kraft:

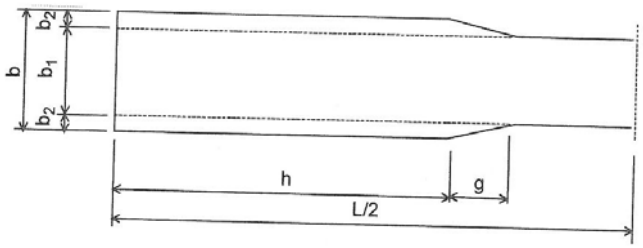
$$M_{k,r,pos} = k_{i,r} \cdot \lambda \cdot \frac{P_K}{2} = 1{,}60 \cdot 0{,}160 \cdot \frac{115{,}50}{2} = 14{,}78\ kNm$$

Det regnes også med et negativt bøyemoment i området for skinnesete:

$$M_{k,r,neg} = 0{,}50 \cdot M_{k,r,pos} = 0{,}50 \cdot 14{,}78 = -7{,}40\ kNm$$

2.8.2 Seksjon svillemidt

For beregning av moment i svillemidt for en sville med varierende bredde og med rektangulær fordeling av lasten over svillens lengde inkludert 50 % reduksjon av lastantakelsen i senterseksjonen benyttes formel (UIC 713 1st edition, November 2004, punkt 2.3.10 – Design bending moment, Case (c): consolidated). Det er valgt å benytte denne standarden på dette aspektet da det er mye bedre forklart enn i CEN normen. Det vises til Figur 2.8-C.



Figur 2.8-C: Geometri for sville for beregning av moment i svillemidt

$$M_{k,c,neg} = k_{i,c} \cdot P_K \cdot \left(\frac{c}{2} - \frac{L}{2} + \frac{b_1 \cdot L^2/8 + b_2 \cdot \left(h^2 + g \cdot h + g^2/3\right)}{b_1 \cdot L/2 + b_2 \cdot \left(2 \cdot h + g\right)} \right)$$

Det er følgende betegnelser (verdier for Trafikverket SB35F sville i parentes i (m)):

- Avstand mellom senter av skinnehodene: c (1,50)
- Lengde av sville: L (2,50)
- Bredde av innsnevret seksjon av sville (underkant): b_1 (0,24)
- Supplerende bredde på hver side av seksjon for skinnesete (underkant): b_2 (0,03)
- Lengde av bredde i seksjon ved svilleende: h (0,57)
- Lengde av sville med varierende bredde (trapes): g (0,43)

Verdiene settes inn i formel:

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 115{,}50 \cdot \left(\frac{1{,}50}{2} - \frac{2{,}50}{2} + \frac{0{,}24 \cdot 2{,}50^2/8 + 0{,}030 \cdot \left(0{,}57^2 + 0{,}43 \cdot 0{,}57 + 0{,}43^2/3\right)}{0{,}24 \cdot 2{,}50/2 + 0{,}03 \cdot \left(2 \cdot 0{,}57 + 0{,}43\right)} \right)$$

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 115{,}50 \cdot \left(\frac{1{,}50}{2} - \frac{2{,}50}{2} + \frac{0{,}188 + 0{,}03 \cdot \left(0{,}325 + 0{,}245 + 0{,}062\right)}{0{,}30 + 0{,}047} \right)$$

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 115{,}50 \cdot \left(0{,}75 - 1{,}25 + \frac{0{,}188 + 0{,}019}{0{,}347} \right) = 1{,}60 \cdot 115{,}50 \cdot 0{,}097 = 17{,}93\ kNm$$

$$M_{k,c,neg} = 107{,}93\ kNm$$

Bøyemomentet er negativt:

$$M_{k,c,neg} = 17{,}93\ kNm$$

Det beregnede momentet er større enn moment på kapasitet til sville SB35F og er derfor ikke anvendbar på Ofotbanen.

Det oppstår også et positivt bøyemoment som kan antas å være:

$$M_{k,c,pos} = 0{,}70 \cdot M_{k,c,neg} = 0{,}70 \cdot 17{,}93 = 12{,}55\ kNm$$

2.9 Tilstand for hard undergrunn (frosset ballast)

I tilfellet av hard undergrunn og til dels frosset ballast blir lastfordelingen kort og aspektet gir større belastning på svillen. Dette er ikke en del av normen.

Det gjennomføres en tilsvarende beregning med k_B lik $12 \cdot 10^4$ N/mm.
For øvrige elastiske sjikt benyttes de samme parametere som i forrige eksempel.
For mellomlegget mellom skinne og sville settes k_{RP} lik $1{,}40 \cdot 10^5$ N/mm (140 kN/mm).
For svillematte benyttes $k_{SM} = 9 \cdot 10^4$ N/mm.

Global elastisitet:

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_{SM} \cdot k_B}{(k_{RP} \cdot k_{SM} + k_{RP} \cdot k_B + k_{SM} \cdot k_B)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 12 \cdot 10^4}{(1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9{,}00 \cdot 10^4 + 1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 12 \cdot 10^4 + 9{,}00 \cdot 10^4 \cdot 12 \cdot 10^4)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 12 \cdot 10^4}{(126{,}00 + 168{,}00 + 108{,}0) \cdot 10^8} = \frac{151{,}20 \cdot 10^5}{402} = 0{,}37 \cdot 10^5\ (N/mm)$$

Den resulterende flatestivhet (ballastsiffer) beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{2 \cdot k_{STAT}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 0{,}37 \cdot 10^5}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}13\ \frac{N}{mm^3}$$

De enkelte flatestivheter beregnes.

Flatestivhet for ballast:

$$C_B = \frac{2 \cdot k_B}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 12 \cdot 10^4}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}42\ \frac{N}{mm^3}$$

Flatestivhet for mellomlegg mellom skinne og sville:

$$C_{RP} = \frac{2 \cdot k_{RP}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 1{,}40 \cdot 10^5}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}49\ \frac{N}{mm^3}$$

Flatestivhet for svillematte:

$$C_{SM} = \frac{2 \cdot k_{SM}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 10^4}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}31 \frac{N}{mm^3}$$

Det utføres en kontrollberegning:

$$C_{STAT} = \frac{C_{RP} \cdot C_{SM} \cdot C_B}{\left(C_{RP} \cdot C_{SM} + C_{RP} \cdot C_B + C_{SM} \cdot C_B\right)}$$

$$C_{STAT} = \frac{0{,}49 \cdot 0{,}31 \cdot 0{,}42}{\left(0{,}49 \cdot 0{,}31 + 0{,}49 \cdot 0{,}42 + 0{,}31 \cdot 0{,}42\right)} = \frac{0{,}064}{(0{,}15 + 0{,}21 + 0{,}13)} = 0{,}13$$

Til tross for stivt ballastsiffer på grunn av fjellgrunn i underbygningen med til dels frosset ballast viser det resulterende ballastsifferet lav verdi; dvs. at sporkonstruksjonen har høy elastisitet. Dette er forårsaket av de elastiske sjiktene.
Den karakteristiske lengde i en Winkler bjelke beregnes for en 60 kgs skinne (60E1 eller 60E2):

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Svilleavstand a = 520 mm

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2{,}10 \cdot 10^5 \cdot 3038 \cdot 10^4}{\frac{0{,}37 \cdot 10^5}{520}}} \quad = 774\ mm$$

Betongsvillen skal fungere for vogner i tungtrafikk med akselavstand 1778 mm (tilnærmet 1800 mm) med aksellast på 35 tonn på Ofotbanen.
For nedbøyningsberegning fra hjulkraft benyttes formel:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Den halve bølgelengde til sporet:

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 0{,}75 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}774 = 1{,}83\ m$$

Lengde mellom hjulakslene er 1,79 m. Dette medfører last fra naboaksler på belastet sted.
Forholdet mellom akselavstand/karakteristisk lengde uttrykkes i radianer:

$$\xi 1 = \frac{x1}{L} = \frac{1{,}79}{0{,}774} = 2{,}31$$

Dette gir vinkel:

$$\alpha 1 = \frac{\xi 1}{2 \cdot \prod} \cdot 360 = 132{,}60^{\circ}$$

Faktor for nedbøyning fra naboaksel:

$$\eta 1 = \frac{(\sin(\alpha 1) + \cos(\alpha 1))}{e^{\xi 1}} = \frac{0{,}736 - 0{,}677}{10{,}07} = 0{,}0055$$

Faktor for økning av moment fra naboaksel:

$$\mu 1 = \frac{(\cos(\alpha 1) - \sin(\alpha 1))}{e^{\xi 1}} = \frac{-0{,}677 - 0{,}736}{10{,}07} = -0{,}140$$

Hjulkraften Q_0 settes lik 180,00 kN.
Beregning av nedbøyning av skinne under betraktet lokasjon:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}}$$

$$y_0 = \frac{180{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 10^6}{2 \cdot 0{,}37 \cdot 10^5 \cdot 774} = 1{,}63\ mm$$

Resulterende kraft i svillesete for skinne når naboaksler blir tatt med:

$$P_0 = k_{STAT1} \cdot \sum_i \eta_i \cdot y_0 = 0{,}37 \cdot 10^5 \cdot (1{,}000 + 2 \cdot 0{,}0055) \cdot 1{,}63 = 61{,}00\ kN$$

Lastfordelingsfaktoren bestemmes iht. EN 13230-6: 2015 (E) Anneks A (informativ):

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{61{,}00}{180{,}00} = 0{,}34$$

Lastfaktoren er å betrakte som lav. Årsaken ligger i at det er forutsatt flere elastiske sjikt.

Normen EN 13230-6 (E) Anneks A anbefaler på generelt grunnlag en fordelingsfaktor lik 0,38 for 60 kgs skinner uten bruk av svillematter.

Ifølge ovennevnte beregninger bidrar svillematte til en bedre lastfordelingsfaktor.
I det etterfølgende vil anbefalt verdi k_d = 0,38 bli benyttet.

2.9.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230-6: 2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

k_r = 1,35

2.9.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv

Normen EN 13230-6: 2015 (E), Anneks A (informativ) benyttes formel:

$$k_V = 0{,}25 + \frac{V - 60}{280}$$

For hastighet < 60 km/h blir:

$K_V = 0{,}25$

Faktor for redusering av spissbelastning på grunn av elastiske egenskaper til mellomlegget
På grunn av relativ høy stivhet (som er nødvendig) benyttes faktor:

$$k_P = 1{,}00$$

Beregning av dynamisk svillesetekraft

$$P_K = Q_0 \cdot (1 + (k_P \cdot k_V)) \cdot k_D \cdot k_R$$
$$P_K = 180{,}00 \cdot (1 + (1{,}00 \cdot 0{,}25)) \cdot 0{,}38 \cdot 1{,}35 = 115{,}50\ kN$$

Svillesetekraften blir den samme som i tilfelle 1. Dette medfører de samme bøyemomenter i svilleende over svillesete og i svillemidt. Det vises til tilfelle 1.

2.10 Beregning av belastning på sville uten svillematte

Det gjennomføres en beregning av belastning på sville uten svillematte.
For beregning av den resulterende fjærstivhet k_{STAT} blir det normalt tatt utgangspunkt i det lokale ballastsifferet C_B som også inkluderer egenskapene til underlaget. Årsaken er at størrelsen på denne parameterverdien er vel kjent gjennom utallige målinger for ulike forhold for ballast og undergrunn. Aspektet er utførlig beskrevet i litteraturen. C_B har dimensjon N/mm^3. Fjærstivheten i dette sjiktet beregnes:

$$k_B = \frac{1}{2} \cdot F_{BELASTET} \cdot C_B \quad (N/mm)$$

Med dette beregnes den globale fjærstivhet:

$$\frac{1}{k_{STAT}} = \frac{1}{k_{RP}} + \frac{1}{k_B}$$
$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_B}{k_{RP} + k_B} \quad \left(\frac{N}{mm}\right)$$

Det globale ballastsifferet beregnes:

$$C_{STAT1} = \frac{k_{STAT}}{\frac{F_{BELASTET}}{2}} = 2 \cdot \frac{k_{STAT}}{F_{BELASTET}} \quad \left(\frac{N/mm}{mm^2} = \frac{N}{mm^3}\right)$$

Termen k_{RP} er fjærstivheten til mellomlegget mellom skinne og sville (N/mm). Videre er k_B fjærstivheten i ballastlaget med underbygning (N/mm).
Ballaststivheten β (N/mm^2) som defineres som forholdet mellom fjærstivhet og svilleavstand (c/a), blir tilsvarende:

$$\beta_{STAT} = \frac{\beta_{RP} \cdot \beta_B}{\beta_{RP} + \beta_B} \quad \left(\frac{N}{mm^2}\right)$$

Fjærstivheten til ballastlaget med undergrunn (normen legger til grunn den totale flaten; ikke antatt belastet flate):

$$k_B = 9 \cdot 10^4 \ (N/mm)$$

Elastisitet for et mellomlegg med kapasitet for redusering av spissbelastning:

$$k_{RP} = 1{,}40 \cdot 10^5 \quad (N/mm)$$

Global elastisitet k_{STAT} for understøttelse av en skinne:

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_B}{k_B + k_{RP}}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9{,}00 \cdot 10^4}{(9 \cdot 10^4 + 1{,}40 \cdot 10^5)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9{,}00 \cdot 10^4}{(9{,}00 + 14{,}00) \cdot 10^4} = 0{,}548 \cdot 10^5 \quad (N/mm)$$

Den resulterende flatestivhet (ballastsiffer) beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{2 \cdot k_{STAT}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 0{,}548 \cdot 10^5}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}191 \quad N/mm^3$$

De enkelte flatestivhetene beregnes.

$$C_B = \frac{2 \cdot k_B}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 9{,}00 \cdot 10^4}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}313 \ \frac{N}{mm^3}$$

$$C_{RP} = \frac{2 \cdot 1{,}40 \cdot 10^5}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}488 \ \frac{N}{mm^3}$$

Det utføres en kontrollregning:

$$C_{STAT2} = \frac{C_{RP} \cdot C_B}{C_B + C_{RP}}$$

$$C_{STAT} = \frac{0{,}488 \cdot 0{,}313}{0{,}313 + 0{,}488} = 0{,}191 \ N/mm^3$$

Til tross for stivt ballastsiffer på grunn av fjellgrunn i underbygningen viser det resulterende ballastsifferet moderat verdi; dvs. at sporkonstruksjonen har moderat elastisitet. Dette er forårsaket av de elastiske sjiktene (mellomlegg mellom skinne og sville og ballast med undergrunn).
Den karakteristiske lengde i en Winkler bjelke beregnes med skinne 60E1:

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Svilleavstand a = 520 mm

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2{,}10 \cdot 10^5 \cdot 3038 \cdot 10^4}{\frac{0{,}548 \cdot 10^5}{520}}} = 702\ mm$$

Betongsvillen skal fungere for vogner i tungtrafikk med akselavstand 1778 mm (tilnærmet 1800 mm) med aksellast på 35 tonn på Ofotbanen.
For nedbøyningsberegning fra hjulkraft benyttes formel:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot c_{tot} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Den halve bølgelengde til sporet:

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 0{,}75 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}702 = 1{,}65\ m$$

Lengde mellom hjulakslene er 1,79 m. Dette betyr at last fra naboaksler ikke behøver å bli betraktet på belastet sted.
Beregning av nedbøyning på belastet sted:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}}$$

$$y_0 = \frac{180{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 10^6}{2 \cdot 0{,}548 \cdot 10^5 \cdot 702} = 1{,}22\ mm$$

Resulterende kraft i svillesete for skinne:

$$P_0 = k_{STAT} \cdot \sum_i \eta_i \cdot y_0 = 0{,}548\ \ 10^5 \cdot 1{,}22 = 66{,}90\ kN$$

Lastfordelingsfaktor beregnes iht. EN 13230-6: 2015 (E) Anneks A (informativ):

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{66{,}90}{180{,}00} = 0{,}37$$

Lastfaktoren er å betrakte som lav. Årsaken ligger i at det er forutsatt flere elastiske sjikt.

Normen EN 13230-6 (E) Anneks A anbefaler på generelt grunnlag en fordelingsfaktor lik 0,38 for 60 kgs skinner uten bruk av svillematter.

I det etterfølgende vil anbefalt verdi k_d = 0,40 bli benyttet.

2.10.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230-6: 2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

$k_r = 1,35$

2.10.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv

Normen EN 13230-6: 2015 (E), Anneks A (informativ) benyttes formel:

$$k_V = 0,25 + \frac{V - 60}{280}$$

For hastighet < 60 km/h blir:

$K_V = 0,25$

Faktor for redusering av spissbelastning på grunn av elastiske egenskaper til mellomlegget
På grunn av relativ høy stivhet (som er nødvendig) benyttes faktor:

$$k_P = 1,00$$

Beregning av dynamisk svillesetekraft

$$P_K = Q_0 \cdot (1 + (k_P \cdot k_V)) \cdot k_D \cdot k_R$$
$$P_K = 180,00 \cdot (1 + (1,00 \cdot 0,25)) \cdot 0,40 \cdot 1,35 = 121,50\ kN$$

2.11 Tilstand for frosset ballast

I tilfellet av hard undergrunn og til dels frosset ballast blir lastfordelingen kort og aspektet gir større belastning på svillen. Dette er ikke en del av normen.
Det gjennomføres en tilsvarende beregning med k_B lik $12 \cdot 10^4$ N/mm.
For øvrige elastiske sjikt benyttes de samme parametere som i forrige eksempel.
For mellomlegget mellom skinne og sville benyttes $k_{RP} = 1,40 \cdot 10^5$ N/mm (140 kN/mm).
Global elastisitet:

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_B}{k_B + k_{RP}}$$

$$k_{STAT} = \frac{1,40 \cdot 10^5 \cdot 12,00 \cdot 10^4}{(12,00 \cdot 10^4 + 1,40 \cdot 10^5)}$$
$$k_{STAT} = \frac{1,40 \cdot 10^5 \cdot 12,00 \cdot 10^4}{(12\ ,00 + 14,00) \cdot 10^4} = 0,646 \cdot 10^5 \quad (N/mm)$$

Den resulterende flatestivhet (ballastsiffer) beregnes:

$$C_{STAT1} = \frac{2 \cdot k_{STAT}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 0,646 \cdot 10^5}{0,574 \cdot 10^6} = 0,225 \quad N/mm^3$$

De enkelte flatestivhetene beregnes.

$$C_B = \frac{2 \cdot k_B}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 12{,}00 \cdot 10^4}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}418 \frac{N}{mm^3}$$

$$C_{RP} = \frac{2 \cdot 1{,}40 \cdot 10^5}{0{,}574 \cdot 10^6} = 0{,}488 \frac{N}{mm^3}$$

Det utføres en kontrollregning:

$$C_{STAT} = \frac{C_{RP} \cdot C_B}{C_B + C_{RP}}$$

$$C_{STAT\,2} = \frac{0{,}488 \cdot 0{,}418}{0{,}418 + 0{,}488} = 0{,}225\ N/mm^3$$

Til tross for stivt ballastsiffer på grunn av fjellgrunn i underbygningen viser det resulterende ballastsifferet moderat verdi; dvs. at sporkonstruksjonen har moderat elastisitet. Dette er forårsaket av de elastiske sjiktene (mellomlegg mellom skinne og sville og ballast med undergrunn).
Den karakteristiske lengde i en Winkler bjelke beregnes med skinne 60E1:

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Svilleavstand a = 520 mm

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2{,}10 \cdot 10^5 \cdot 3038 \cdot 10^4}{\frac{0{,}646 \cdot 10^5}{520}}} = 673\ mm$$

Betongsvillen skal fungere for vogner i tungtrafikk med akselavstand 1778 mm (tilnærmet 1800 mm) med aksellast på 35 tonn på Ofotbanen.
For nedbøyningsberegning fra hjulkraft benyttes formel:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Den halve bølgelengde til sporet:

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 0{,}75 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}673 = 1{,}60\ m$$

Lengde mellom hjulakslene er 1,79 m. Dette betyr at last fra naboaksler ikke behøver å bli betraktet på belastet sted.
Beregning av nedbøyning på belastet sted:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}}$$

$$y_0 = \frac{180{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 10^6}{2 \cdot 0{,}646 \cdot 10^5 \cdot 673} = 1{,}08\ mm$$

Resulterende kraft i svillesete for skinne:

$$P_0 = k_{STAT} \cdot \sum_i \eta_i \cdot y_0 = 0{,}646\ \ 10^5 \cdot 1{,}08 = 69{,}80\ kN$$

Lastfordelingsfaktor beregnes iht. EN 13230-6: 2015 (E) Anneks A (informativ):

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{69{,}80}{180{,}00} = 0{,}39$$

Lastfaktoren er å betrakte som moderat til høy. Årsaken ligger i at det er forutsatt flere elastiske sjikt.
Normen EN 13230-6 (E) Anneks A anbefaler på generelt grunnlag en fordelingsfaktor lik 0,38 for 60 kgs skinner uten bruk av svillematter.
I det etterfølgende vil anbefalt verdi k_d = 0,40 bli benyttet.

2.11.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230-6: 2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

k_r = 1,35

2.11.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv

Normen EN 13230-6: 2015 (E), Anneks A (informativ) benyttes formel:

$$k_V = 0{,}25 + \frac{V - 60}{280}$$

For hastighet < 60 km/h blir:

K_V = 0,25

Faktor for redusering av spissbelastning på grunn av elastiske egenskaper til mellomlegget
På grunn av relativ høy stivhet (som er nødvendig) benyttes faktor:

$$k_P = 1{,}00$$

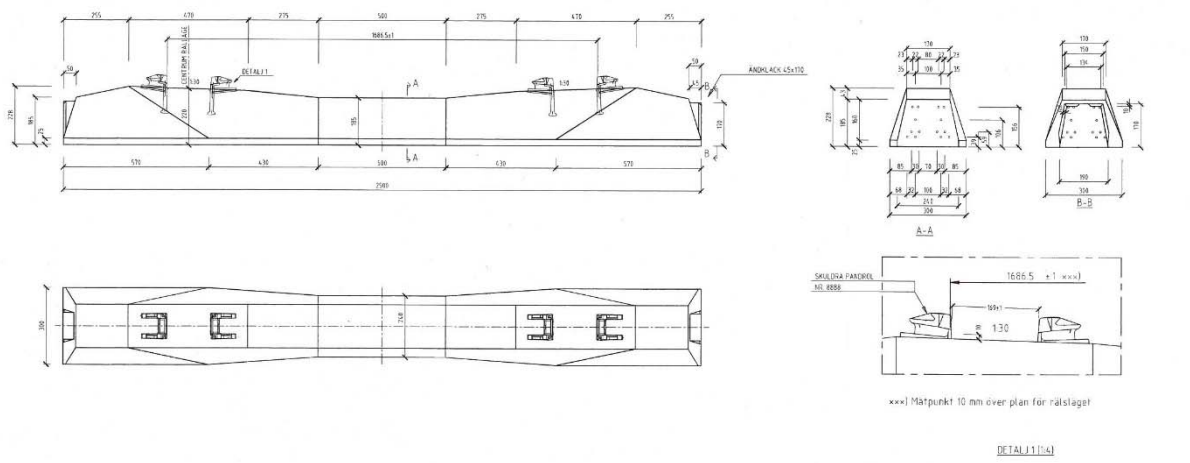
Beregning av dynamisk svillesetekraft

$$P_K = Q_0 \cdot (1 + (k_P \cdot k_V)) \cdot k_D \cdot k_R$$
$$P_K = 180{,}00 \cdot (1 + (1{,}00 \cdot 0{,}25)) \cdot 0{,}40 \cdot 1{,}35 = 121{,}50\ kN$$

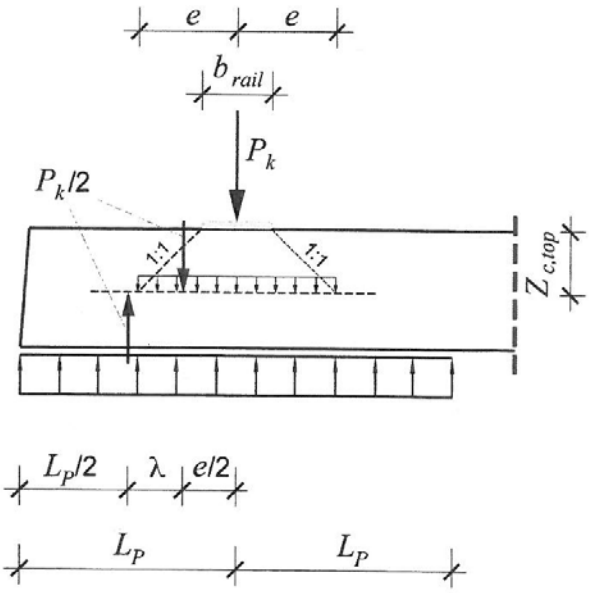
2.12 Beregning av bøyemomenter i sville

Det benyttes algoritmene i EN 13230–6: 2015 (E), Anneks A (informativ).
prEN 13230–6: 2015 forutsetter en faktor $k_{i,\,r}$ = 1,60 for betraktning av irregulariteter langs svillen i samvirke sville og ballast.
Momenter beregnes i seksjon for svillesete og svillemidt.

2.12.1 Seksjon for skinnesete



Figur 2.12-A: Trafikverket SB35F Betongsville



Figur 2.12-B: Modell for beregning av bøyningsmoment i seksjon for skinnesete

Iht. Figur 2.12-B må følgende parametere beregnes:

$$2 \cdot e = b_{skinne} + 2 \cdot z_{c,top} = 150 + 2 \cdot 105 = 360\ mm$$

Parameteren L_P beregnes:

$$L_P = \frac{L - c}{2} = \frac{2500 - 1500}{2} = 500\ mm$$

$$\lambda = \frac{L_P - e}{2} = \frac{500 - 360/2}{2} = 160\ mm$$

For momentberegning må regnes med en faktor $k_{i,\ r}$ = 1,60 langs svillen på grunn av irregulariteter i ballasten.
Dermed blir det utkragede moment fra svilleenden med maksimal dynamisk kraft:

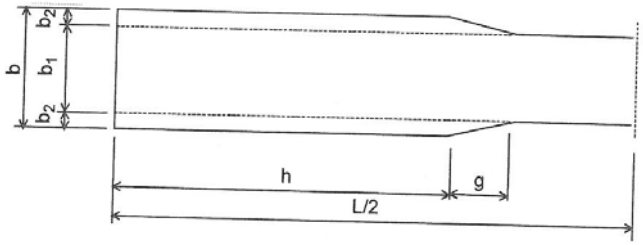
$$M_{k,r,pos} = k_{i,r} \cdot \lambda \cdot \frac{P_K}{2} = 1{,}60 \cdot 0{,}160 \cdot \frac{121{,}50}{2} = 15{,}56\ kNm$$

Det regnes også med et negativt bøyemoment i området for skinnesete:

$$M_{k,r,neg} = 0{,}50 \cdot M_{k,r,pos} = 0{,}50 \cdot 15{,}56 = -7{,}78\ kNm$$

2.12.2 Seksjon svillemidt

For beregning av moment i sviilemidt for en sville med varierende bredde og med rektangulær fordeling av lasten inkludert 50 % reduksjon av lastantakelsen i senterseksjonen benyttes formel (UIC 713 1st edition, November 2004). Det er valgt å benytte denne standarden på dette aspektet da det er mye bedre forklart enn i CEN normen. Det vises til Figur 2.12-C.



Figur 2.12-C: Geometri for sville for beregning av moment i svillemidt

$$M_{k,c,neg} = k_{i,c} \cdot P_K \cdot \left(\frac{c}{2} - \frac{L}{2} + \frac{b_1 \cdot L^2/8 + b_2 \cdot \left(h^2 + g \cdot h + g^2/3\right)}{b_1 \cdot L/2 + b_2 \cdot \left(2 \cdot h + g\right)} \right)$$

Det er følgende betegnelser (verdier for Trafikverket SB35F sville i parentes i (m)):

- Avstand mellom senter av skinnehodene: c (1,50)
- Lengde av sville: L (2,50)
- Bredde av innsnevret seksjon av sville (underkant): b_1 (0,24)
- Supplerende bredde på hver side av seksjon for skinnesete (underkant): b_2 (0,03)
- Lengde av bredde i seksjon ved svilleende: h (0,57)
- Lengde av sville med varierende bredde (trapes): g (0,43)
- Verdiene settes inn i formel:

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 121{,}50 \cdot \left(\frac{1{,}50}{2} - \frac{2{,}50}{2} + \frac{0{,}24 \cdot 2{,}50^2/8 + 0{,}030 \cdot \left(0{,}57^2 + 0{,}43 \cdot 0{,}57 + 0{,}43^2/3\right)}{0{,}24 \cdot 2{,}50/2 + 0{,}03 \cdot \left(2 \cdot 0{,}57 + 0{,}43\right)} \right)$$

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 121{,}50 \cdot \left(\frac{1{,}50}{2} - \frac{2{,}50}{2} + \frac{0{,}188 + 0{,}03 \cdot \left(0{,}325 + 0{,}245 + 0{,}062\right)}{0{,}30 + 0{,}047} \right)$$

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 121{,}50 \cdot \left(0{,}75 - 1{,}25 + \frac{0{,}188 + 0{,}019}{0{,}347} \right) = 1{,}60 \cdot 121{,}50 \cdot 0{,}097 = 18{,}90\ kNm$$

$$M_{k,c,neg} = 18{,}90\ kNm$$

Bøyemomentet er negativt:

$$M_{k,c,neg} = -18{,}90\ kNm$$

Det oppstår også et positivt bøyemoment som kan antas å være:

$$M_{k,c,pos} = 0{,}70 \cdot M_{k,c,neg} = 0{,}70 \cdot 18{,}90 = 13{,}20\ kNm$$

Det beregnede momentet er større enn moment på kapasitet til sville SB35F og er derfor ikke anvendbar på Ofotbanen.

Moment i svillemidt iht. rapport

Ved bruk av svillematter er det beregnet i denne rapport et moment i svillemidt lik 17,93 kNm.
Den svenske rapporten legger til grunn et dimensjonerende moment lik 14,00 kNm.
Dette gir en kvotient:

$$\frac{17,93}{14,00} = 1,28$$

Uten bruk av svillematter er det i denne rapport beregnet et moment lik 18,90 kNm.
Dette gir en kvotient:

$$\frac{18,90}{14,00} = 1,35$$

Beregning av faktor $k_{i,\,c}$

$$k_{i,c} = \frac{M_{k,c,\,neg\ svensk\ rapport}}{121,50 \cdot 0,097} = \frac{14,00}{11,79} = 1,19 < 1,60$$

Koeffisienten skal ta hensyn til at ballastlaget mot svillens underside er ujevn.

Sammenstilling av beregningene (etter UIC code 713 R 2.3.10, formel [4.2])

Tabell 2.12-A: Sammenstilling av beregningene

Trafikverket SB35F betongsville, l = 2500 mm, m = ca. 285 kg, F = 694200 mm^2 Forslag til bruk av svillematte					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,\,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	115,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k,\,r,\,pos}$ = + 14,78 kNm	Negativt $M_{k,\,r,\,neg}$ = - 7,40 kNm	Positivt $M_{k,\,c,\,pos}$ = = + 12,55 kNm	Negativt $M_{k,\,c,\,neg}$ = - 17,93 kNm	Identisk med normal belastning

Tabell 2.12-B: Sammenstilling av beregningene

Trafikverket SB35F betongsville, l = 2500 mm, m = ca. 285 kg, F = 694200 mm^2 Ikke bruk av svillematte					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,\,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	121,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k,\,r,\,pos}$ = + 15,56 kNm	Negativt $M_{k,\,r,\,neg}$ = - 7,78 kNm	Positivt $M_{k,\,c,\,pos}$ = = + 13,20 kNm	Negativt $M_{k,\,c,\,neg}$ = - 18,90 kNm	Identisk med normal belastning

Bruk av svillematter gir et viktig bidrag til å redusere bøyemomentene i svilleende og i feltmidt. På grunn av svillelengde lik 2,50 m er feltmomentet relativt stort.

De beregnede momentene er større enn moment på kapasitet til sville SB35F og er derfor ikke anvendbar på Ofotbanen.

3 REFERANSER

[1] EN 13230–6: 2015
[2] EN 13230-6: 2015 (E) Anneks A
[3] UIC 713 R «Design of monoblock concrete sleepers"
[4] Beanspruchungen von Schienen unter statischen, dynamischen und thermischen Belastungen, ZEVrail Glasers Annalen 2003 März/April (Klaus Knothe med medforfattere)
[5] Dimensionerande böjmoment i sliprar till Banverkets sliperspecifikasjon 2007, Rikard Bolmsvik & Jens Nielsen

OFOTBANEN, 35 TONN AKSELLAST

OFOTBANEN

Sammenligning Trafikverket SB35F-JBV60 Betongsviller, 35 t Ofotbanen
Valg av Sporkonstruksjon





01		20.04.2018	Gas		
Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av

Ofotbanen **Narvik havn - Vassijaure** **Ofotbanen, 35 tonn aksellast** **Sammenligning Trafikverket SB35F-JBV60 Betongsviller, 35 t Ofotbanen** **Valg av Sporkonstruksjon**	Ant. sider **13**	Fritekst 1d	
		Fritekst 2d	
		Fritekst 3d	
	Produsent		
	Prod. dok. nr.		
	Erstatning for		
	Erstattet av		
Prosjektnr.:	Dokument nr.		Rev. **01**
BANE NOR	Dokument nr.		Rev.

1 INNHOLD 3

2 VURDERING TRAFIKVERKET SB35F BETONGSVILLEN MOT JBV60 BETONGSVILLEN, ANVENDELSE AV UIC CODE 713 R 4

2.1 UIC CODE 713 R 1ST EDITION, NOVEMBER 2004 4

3 VURDERING TRAFIKVERKET SB35F BETONGSVILLE MOT JBV60 BETONGSVILLE, ANVENDELSE AV EN 13230-6 DESIGN 7

3.1 METODE 1 7
3.2 METODE 2 8

4 BETYDNING FOR OFOTBANEN 10

4.1 SVENSK RAPPORT VEDR. TRAFIKVERKET SB35F BETONGSVILLEN 10
4.2 NORSK RAPPORT FOR TRAFIKVERKET SB35F BETONGSVILLE, VURDERING 11
4.3 NORSK RAPPORT FOR JBV60 BETONGSVILLE, VURDERING 12

5 REFERANSER 13

Tabeller

Tabell 4.1-A: Dimensjonerende momenter i svilleende og svillemidt for 35 tonn aksellast 10
Tabell 4.2-A: Dimensjonerende momenter på Ofotbanen med Trafikverket SB35F betongsville med ballastmatte 11
Tabell 4.2-B: Dimensjonerende momenter på Ofotbanen med Trafikverket SB35F betongsville meduten ballastmatte 11
Tabell 4.3-A: Momenter i JBV60 betongsville med svillematter 12
Tabell 4.3-B: Momenter i JBV60 betongsville uten svillematter 12

Figurer

Figur 2.1-A: Betongsville med større bredde og tverrsnitt i svilleende enn i svillemidt 4
Figur 3.1-A: Grafer til bruk for å beregne negative feltmoment i en betongsville som funksjon av svillens lengde samt forholdet mellom bredde i svillemidt og svilleende og forholdet mellom treghetsmomenter i svillemidt og svilleende 8
Figur 3.2-A: Momentdiagram for en sville med varierende bredde i underkant og med kraft i svillesete på 100 kN (uten koeffisienter) og lengde på 2,60 m (gjelder bare for denne lengde) med opplagring på fjærelementer under hensyntagen til nedbøyning 9

1 INNHOLD

Hensikten med dette kapitlet er å belyse uklareheter i normene UIC CODE 713 R 1st edition, November 2004 og EN 13230-6 2015.

Uklarhetene gjelder særig begningsmetoder for bestemmelse av feltmomenter til betongsvillen.

Det skisseres 2 metoder og metodene gir store forskjeller i resultat uten at dette kommenteres.

2 VURDERING TRAFIKVERKET SB35F BETONGSVILLEN MOT JBV60 BETONGSVILLEN, ANVENDELSE AV UIC CODE 713 R

UIC CODE 713 R 1st edition, November 2004 [4] og EN 13230-6 Design, 2015 [1]

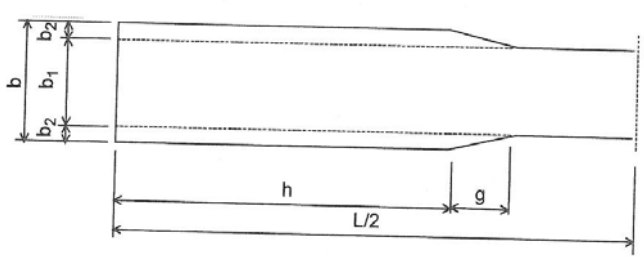
Ovennevnte normer kommenteres mht. bøyemomenter i svilleende og i svillemidt.

Innledningsvis nevnes at betongsville med lengde 2,50 m gir større momenter i feltmidt enn en betongsville med lengde 2,60 m. En betongsville på 2,60 m gir bedre utjevning mellom bøyemomentene i feltmidt og i svilleende.
Da en betongsville med lengde på 2,50 m må dimensjoneres for et større moment i feltmidt enn for en betongsville med lengde på 2,60 m, betyr dette at den korte betongsvillen har større kapasitet mot å brekke dersom belastningen er konsentrert midt under svillen. Men det er uansett en forutsetning at betongsvillen har tett forbindelse mot ballastsengen over hele betongsvillens lengde. Det må ikke forekomme løs kontakt mellom svilleende og pukksteinene i ballastlaget slik at betongsvillen rir på midten da den i en slik stilling vil brekke.

2.1 UIC CODE 713 R 1st edition, November 2004

Det utføres en beregning for betongsville for 35 tonns aksellast på Ofotbanen i samsvar med EN 13230: serie (E). Normen består av 6 deldokumenter.

Det betraktes en betongsville som er bredere og har større tverrsnitt i svilleende enn i svillemidt. Det vises til Tabell 4.2-A.



Figur 2.1-A: ***Betongsville med større bredde og tverrsnitt i svilleende enn i svillemidt***

$$M_{k,r,pos} = k_{i,r} \cdot \lambda \cdot \frac{P_K}{2} \tag{1}$$

Med en geometri som vist i Figur 2.1-A kan det benyttes følgende formel for beregning av bøyemoment i svillemidt:

$$M_{k,c,neg} = k_{i,c} \cdot P_K \cdot \left(\frac{c}{2} - \frac{L}{2} + \frac{b_1 \cdot L^2/8 + b_2 \cdot \left(h^2 + g \cdot h + g^2/3\right)}{b_1 \cdot L/2 + b_2 \cdot \left(2 \cdot h + g\right)} \right) \tag{2}$$

Det legges da til grunn en jevn fordelt last under sville med en reduksjon på 50 % under svillemidt.
Alternativt angir normen en enkel formel for beregning av moment i svillemidt basert på momentet i svilleende basert på empirisk sammenheng mellom treghetsmomentene for tverrsnittene:

$$M_{k,c,neg} = 1{,}2 \cdot M_{k,c,pos} \cdot \frac{I_C}{I_r} \quad (3)$$

Termene betyr:

- Avstand mellom senter av skinnehodene: c
- Lengde av sville: L
- Bredde av innsnevret seksjon av sville (underkant): b_1
- Supplerende bredde på hver side av seksjon for skinnesete (underkant): b_2
- Lengde av bredde i seksjon ved svilleende: h
- Lengde av sville med varierende bredde (trapes): g
- Treghetsmoment i svillemidt: I_C
- Treghetsmoment i svilleende: I_r

Normen gjennomfører et eksempel i **«Case 2 – Narrow centre section sleeper and high-atttenuation rail pad»:**
Med akselkraft på 225 kN og hastighet 200 km/h beregnes positivt moment i svilleende:

$$M_{k,r,pos} = 17{,}80\ kNm$$

Med formel for negativt bøyemoment i feltmidt beregnes:

$$M_{k,c,neg} = 15{,}20\ kNm$$

Alternativt beregnes det negative bøyemomentet til:

$$M_{k,c,neg} = 1{,}2 \cdot M_{k,c,pos} \cdot \frac{I_C}{I_r} = 11{,}80 kNm$$

Det er en stor differanse mellom metodene for beregning av det negative bøyemomentet:

$$(15{,}20 - 11{,}80) = 3{,}40\ kNm$$

Normen kommenterer ikke den store forskjellen og dette skaper naturlig nok usikkerhet om hva som er riktig.

- Formel (2) er statisk korrekt for en bjelke som er fritt opplagret i endene.
  Mht. formel (2) er det tatt utgangspunkt i en fritt opplagret bjelke som er et statisk bestemt system for beregning av feltmomentet. For en bjelke i et statisk bestemt system er momentet uavhengig av treghetsmomentet og endring av tverrsnittet over bjelkens spennvidde. Spenningene i tverrsnittet vil selvfølgelig variere.
- I formel (3) er treghetsmomentene for svilleende og svillemidt benyttet. Dette må bety at det er betraktet et statisk system på elastisk underlag eller et statisk ubestemt system som kan være en rammebjelke som består av skinner og betongbjelker og med befestigelsen som momentstive knutepunkter. Men normen gir ingen forklaring på dette.

Det er derfor naturlig å benytte formel (2) for beregning av det negative bøyemomentet i betongsvillen.

I formel (2) inngår betongsvillens lengde L. Under ellers like forutsetninger mht. øvrige parametere vil en kort betongsville føre til et større feltmoment (på grunn av minus fortegnet foran L i formel).

En betongsville med lengde på 2,60 m vil gi et mindre feltmoment enn en betongsville med lengde på 2,50 m.

3 VURDERING TRAFIKVERKET SB35F BETONGSVILLE MOT JBV60 BETONGSVILLE, ANVENDELSE AV EN 13230-6 DESIGN

Normen anvender samme formel for beregning av det positive bøyemomentet i svilleende som UIC normen:

$$M_{k,r,pos} = k_{i,r} \cdot \lambda \cdot \frac{P_K}{2} \tag{4}$$

Normen nevner ikke formel (2), men viser til diagrammer for å bestemme det negative feltmomentet.
Normen beskriver ikke formel (5)

$$M_{k,c,neg} = k_{i,c} \cdot P_K \cdot \left(\frac{c}{2} - \frac{L}{2} + \frac{b_1 \cdot L^2/8 + b_2 \cdot \left(h^2 + g \cdot h + g^2/3\right)}{b_1 \cdot L/2 + b_2 \cdot \left(2 \cdot h + g\right)} \right) \tag{5}$$

Formel (5) for beregning av det negative feltmomentet i svillemidt er statisk korrekt for et statisk bestemt system (bjelke opplagret på 2 opplegg). Det må oppfattes som en betydelig mangel at formel (5) ikke er tatt med i normen. Det vises til Figur 2.1-A.

Det beskrives 2 metoder for beregning av feltmomentet.

3.1 Metode 1

I stedet er angitt en formel for det negative feltmomentet for en sville med varierende stivhet og forskjellig bredde i underkant sville over svillens lengde:

$$M_{k,c,neg} = k_{ic} \cdot P_K \cdot M_{c,neg,100}/100 \tag{6}$$

hvor

$$M_{c,neg,100}/100 \tag{7}$$

$M_{c, neg, 100}/100$: feltmomentet for en standard sville definert i normen som blir belastet med en kraft i svillesete på 100 kN.

Det refereres til grafer i Figur 3.1-A for fastsettelse av momentet $M_{c, neg, 100}/100$. Utgangspunktet er en kraft i svillesete på 100 kN. Det benyttes 2 parametere:

Kvotient som beskriver forskjellen i treghetsmomentene i svillemidt og i svilleende:

$$\frac{I_C}{I_R} \tag{8}$$

Kvotient som beskriver forskjellen i bredde i svillens underside i svillemidt og i svilleende:

$$\frac{B_C}{B_R} \tag{9}$$

Under visse betingelser tillates feltmomentet å bli redusert med 10 % (trapesformet endring av flate i underkant sville).

Grafene i Figur 3.1-A er ikke særlig detaljerte og det er ikke helt enkelt å lese av riktige verdier.
Imidlertid kommer det tydelig fram at kortere svillelengder gir større feltmomenter enn lengre svillelengder. Det er betydelig forskjell mellom en sville med lengde 2,60 m og en sville med lengde 2,50 m.

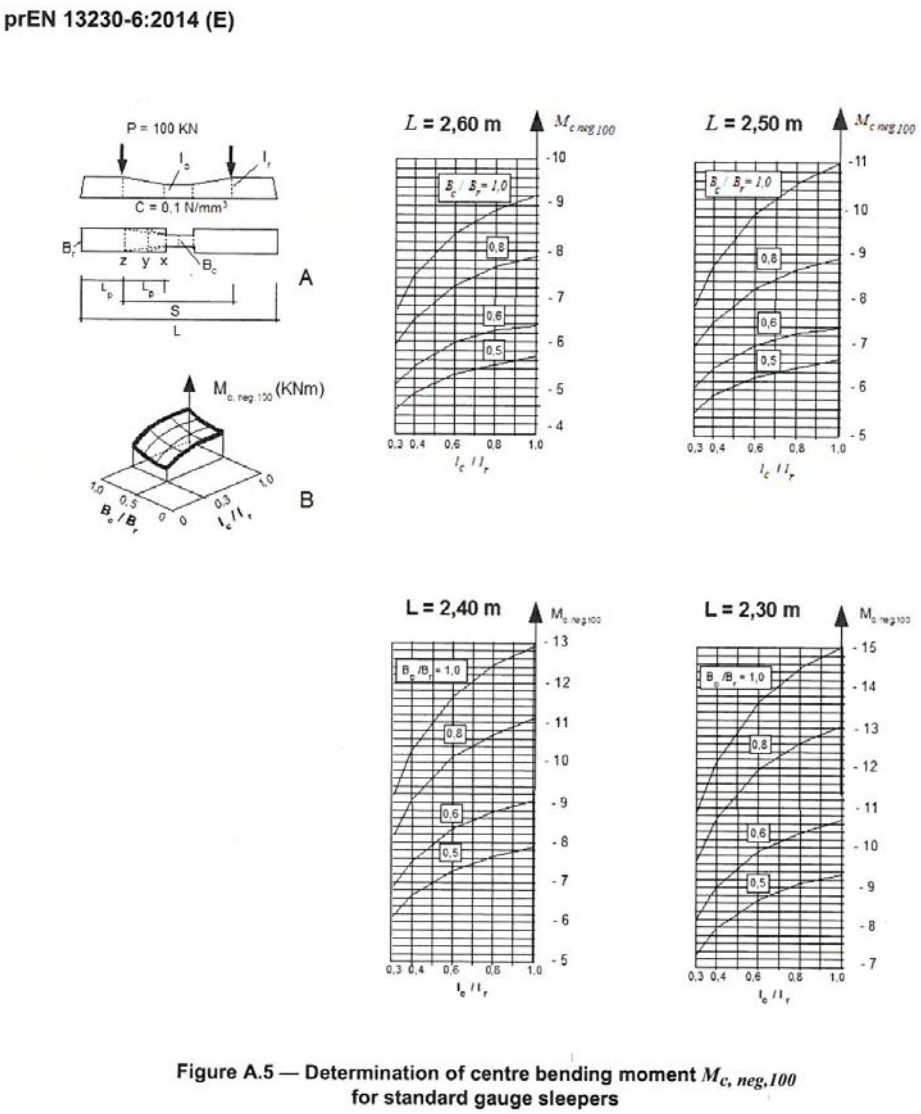


Figure A.5 — Determination of centre bending moment $M_{c,\,neg,100}$ for standard gauge sleepers

Figur 3.1-A: Grafer til bruk for å beregne negative feltmoment i en betongsville som funksjon av svillens lengde samt forholdet mellom bredde i svillemidt og svilleende og forholdet mellom treghetsmomenter i svillemidt og svilleende

3.2 Metode 2

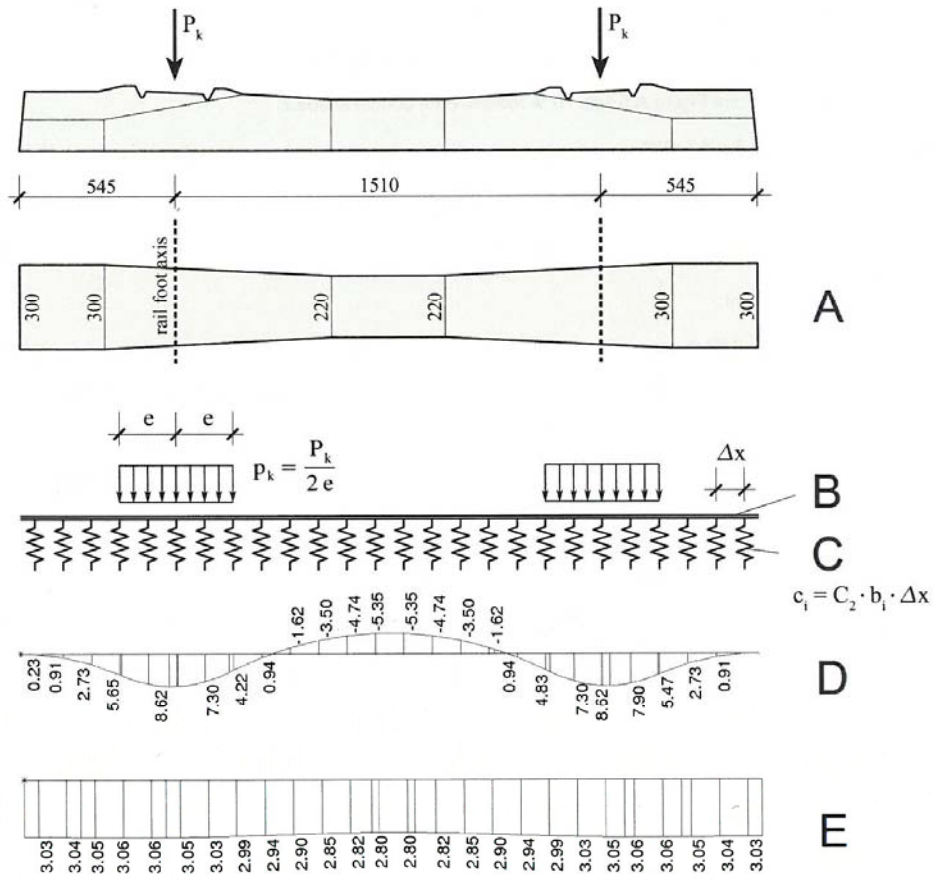
Metoden viser momentdiagrammet med utregnede momenter for en standard betongsville som hviler på et elastisk underlag med en kraft i svillesete på 100 kN.
Dette betyr at det er momentet vises:

$$M_{c,neg,100}\ /100 \tag{10}$$

Med formel kan det opptredende momentet beregnes:

$$M_{k,c,neg} = k_{ic} \cdot P_K \cdot M_{c,neg,100}\ /100 \tag{11}$$

Momentdiagrammet for standard belastning for en betongsville på 2,60 m er vist i Figur 3.2-A:



Key

A bottom width
B elastic beam
C spring elements
D bending moment M_i in [KNm]
E deflection y in [mm]

Figure A.8 — Design model and results using the elastic beam on elastic foundation

Figur 3.2-A: Momentdiagram for en sville med varierende bredde i underkant og med kraft i svillesete på 100 kN (uten koeffisienter) og lengde på 2,60 m (gjelder bare for denne lengde) med opplagring på fjærelementer under hensyntagen til nedbøyning

4 BETYDNING FOR OFOTBANEN

4.1 Svensk rapport vedr. Trafikverket SB35F betongsvillen

I dokumentet [5] «Dimensionerande böjmoment i sliprar til Banverkets sliperspecifikation 2007» er angitt kapasiteter på momenter for sville for 35 tonns aksellast og hastighet 80 km/h i togtrafikk (norsk tekst, oversatt) som vist i tabell 1.

Tabell 4.1-A: Dimensjonerende momenter i svilleende og svillemidt for 35 tonn aksellast

Svillested	Maksimalt positivt moment (kNm)	Maksimalt negativt moment (kNm)
Svillesete for skinne	22,00	
Svillemidt		-14

Momentene er beregnet etter en eldre utgave av CODE UIC 713 R. Det er ikke forutsatt svillematter i beregningsunderlaget.

Moment i svillesete for skinne:

$$M_{r+} = Q \cdot \varphi \cdot A \cdot \chi \cdot \psi \cdot \frac{1}{2} \cdot \lambda \tag{12}$$

Moment i svillemidt:

$$M_{c-} = 1{,}20 \cdot M_{r+} \cdot \frac{I_c}{I_r} \tag{13}$$

Følgende faktorer gjelder:

- Q *statisk hjulkraft*
- φ *dynamisk faktor for ujevnheter i sporet avhengig av hastighet på 80 km/h lik 1,50*
- A *lastfordelingskoeffisient lik 0,50*
- χ *Dynamisk faktor for ujevnheter i ballast mot sville lik 1,35*
- ψ *Dynamisk faktor for ujevnheter langs sporet lik 1,60*
- λ *momentarm*

Forholdet mellom treghetsmomentene i svillemidt og svilleende:

$$\frac{I_c}{I_r} = 0{,}51 \tag{14}$$

Det er benyttet et beregnet forhold mellom treghetsmomentene i svillemidt og svillesete lik 0,51.
Som allerede påpekt finnes ingen informasjon om grunnlaget for å kunne anvende forskjellene i treghetsmomentene i svilleende og i svillemidt UIC normen og i CEN normen.

4.2 Norsk rapport for Trafikverket SB35F betongsville, vurdering

Med utgangspunkt i geometrien for den svenske betongsvillen og ved anvendelse av CODE UIC 713 R 1st edition, November 2004 [4] og EN 13230-6, 2015 [1] er de svenske betongsvillene undersøkt.

Følgende formler er benyttet:

$$M_{k,r,pos} = k_{i,r} \cdot \lambda \cdot \frac{P_K}{2} \tag{15}$$

$$M_{k,c,neg} = k_{i,c} \cdot P_K \cdot \left(\frac{c}{2} - \frac{L}{2} + \frac{b_1 \cdot L^2/8 + b_2 \cdot \left(h^2 + g \cdot h + g^2/3\right)}{b_1 \cdot L/2 + b_2 \cdot \left(2 \cdot h + g\right)} \right) \tag{16}$$

Ved anvendelse av relevante lastantakelser og koeffisienter som er beskrevet normene for norske forhold, fremkommer momenter i svillen ved bruk av svillematter og ikke ved bruk av svillematter som vist i Tabell 4.2-A og Tabell 4.2-B (beregningene gjelder for Ofotbanen).

Tabell 4.2-A: Dimensjonerende momenter på Ofotbanen med Trafikverket SB35F betongsville med ballastmatte

Trafikverket SB35F betongsville, l = 2500 mm, m = ca. 285 kg, F = 694200 mm^2 Forslag til bruk av svillematte					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	115,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k,r,pos}$ = + 14,78 kNm	Negativt $M_{k,r,neg}$ = - 7,40 kNm	Positivt $M_{k,c,pos}$ = = + 12,55 kNm	Negativt $M_{k,c,neg}$ = - 17,93 kNm	Identisk med normal belastning

Tabell 4.2-B: Dimensjonerende momenter på Ofotbanen med Trafikverket SB35F betongsville meduten ballastmatte

Trafikverket SB35F betongsville, l = 2500 mm, m = ca. 285 kg, F = 694200 mm^2 Ikke bruk av svillematte					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	121,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k,r,pos}$ = + 15,56 kNm	Negativt $M_{k,r,neg}$ = - 7,78 kNm	Positivt $M_{k,c,pos}$ = = + 13,20 kNm	Negativt $M_{k,c,neg}$ = - 18,90 kNm	Identisk med normal belastning

Ved anvendelse av formel (16) fremkommer større negative momenter i feltmidt enn det feltmoment som er angitt i tabell 1.

For norske forhold menes i særlig grad en lavere belastningskoeffisient for hastighet. På Ofotbanen er hastigheten 50 km/h og den svenske rapporten angir hastighet 80,00 km/h som vil medføre en høyere belastningskoeffisient og tettere svilleavstand.

4.3 Norsk rapport for JBV60 betongsville, vurdering

Tabell 4.2-A og Tabell 4.2-B viser resultat av beregninger av bøyemomenter i svilleende og i svillemidt med og uten svillematter (etter UIC code 713 R 2.3.10, formel [4.2]).

Tabell 4.3-A: Momenter i JBV60 betongsville med svillematter

Betongsville JBV 60, l = 2600 mm, m = ca. 285 kg, F = 679 200 mm^2 Svilleavstand er 520 mm; innlagt svillematter					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i, r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	115,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k, r, pos}$ = + 16,86 kNm	Negativt $M_{k, r, neg}$ = - 8,43 kNm	Positivt $M_{k, c, pos}$ = = + 7,35 kNm	Negativt $M_{k, c, neg}$ = - 10,50 kNm	Identisk med normal belastning

Tabell 4.3-B: Momenter i JBV60 betongsville uten svillematter

Betongsville JBV 60, l = 2600 mm, m = ca. 285 kg, F = 679 200 mm^2 Svilleavstand 520 mm; Ikke bruk av svillematter					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i, r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	121,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k, r, pos}$ = + 17,74 kNm	Negativt $M_{k, r, neg}$ = - 8,87 kNm	Positivt $M_{k, c, pos}$ = = + 7,73 kNm	Negativt $M_{k, c, neg}$ = - 11,04 kNm	Identisk med normal belastning

Momentene i svilleende er lavere på norsk side enn på svensk side. Dette begrunnes med tettere svilleavstand og lavere hastighet på Ofotbanen.

5 REFERANSER

[1] EN 13230–6 Design, 2015
[2] EN 13230-6:2015 (E) Anneks A
[3] Beanspruchungen von Schienen unter statischen, dynamischen und thermischen Belastungen, ZEVrail Glasers Annalen 2003 März/April (Klaus Knothe med medforfattere)
[4] UIC CODE 713 R 1st edition, November 2004
[5] Dimensionerande böjmoment i sliprar till Banverkets sliperspecifikasjon 2007, Rikard Bolmsvik & Jens Nielsen

Vedlegg

[6] JBV60 Betongsville 35T Ofotbanen, Valg av Sporkonstruksjon2018.04.20, Teknisk rapport
[7] Trafikverket SB35F Betongsville 35T Ofotbanen, Valg av Sporkonstruksjon, 2018.04.20, Teknisk rapport

OFOTBANEN, 35 TONN AKSELLAST

OFOTBANEN

JBV60 Betongsville 35T Ofotbanen
Valg av Sporkonstruksjon



01		20.04.2018	Gas		
Rev.	Revisjonen gjelder	Dato	Utarb. av	Kontr. av	Godkj. av

Ofotbanen **Narvik havn - Vassijaure** **Ofotbanen, 35 tonn aksellast** **JBV60 Betongsville 35T Ofotbanen** **Valg av Sporkonstruksjon**	Ant. sider **41**	Fritekst 1d	
		Fritekst 2d	
		Fritekst 3d	
	Produsent		
	Prod. dok. nr.		
	Erstatning for		
	Erstattet av		
Prosjektnr.:	Dokument nr.		Rev. **01**
BANE NOR	Dokument nr.		Rev.

1 INNHOLD 4

2 OFOTBANEN; BETONGSVILLER FOR 35 TONNS AKSELLAST 5

2.1 INNLEDNING 5
2.2 KONKLUSJON 5
2.3 VURDERING AV INNFLYTELSE AV LENGDE PÅ BETONGSVILLE VED MOMENTBETRAKTNING 5
2.4 DISTRIBUSJON AV LANGSGÅENDE LASTER 7
2.4.1 Flere elastiske sjikt i overbygningen 9
2.5 DYNAMISK BALLASTSIFFER ELLER DYNAMISK BALLASTSTIVHET 9
2.6 BEREGNING AV DE ENKELTE KOEFFISIENTER FOR DYNAMISK TILSTAND 10
2.6.1 Karakteristisk lengde 10
2.6.2 Belastet flate under sville 10
2.6.3 Lastfordelingsfaktor k_d 10
2.6.4 Faktor for beregning av hastighetsavhengig dynamisk tillegg k_v 11
2.6.5 Mellomlegg mellom skinne og sville for redusering av spissbelastning på betongsviller k_P 12
2.6.6 Valget av faktor er i tråd med anbefalingene i EN 13230-6:2015 (E) Anneks Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 12
2.6.7 Formel for dynamisk kraft i skinnesete på betongsvillen 12
2.6.8 Koeffisient for momentberegning 12
2.7 DIMENSJONERINGSKRITERIER OG DESIGN 12
2.7.1 Tilfelle 1: Beregning av lastfordelingsfaktor k_d 13
2.7.2 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 16
2.7.3 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv 16
2.8 BEREGNING AV BØYEMOMENTER I SVILLE 16
2.8.1 Seksjon for skinnesete 17
2.8.2 Seksjon svillemidt 18
2.9 TILSTAND FOR HARD UNDERGRUNN (FROSSET BALLAST) 19
2.9.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 21
2.9.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv 21
2.10 BEREGNING AV BELASTNING PÅ SVILLE UTEN SVILLEMATTE 22
2.10.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 24
2.10.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv 24
2.11 TILSTAND FOR FROSSET BALLAST 25
2.11.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r 27
2.11.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv 27
2.12 BEREGNING AV BØYEMOMENTER I SVILLE 27
2.12.1 Seksjon for skinnesete 28
2.12.2 Seksjon svillemidt 29

3 SPORKONSTRUKSJON MED SVILLEMATTER, SPORDYNAMIKK 32

3.1 INNLEDNING 32
3.2 VURDERING 33
3.3 GJENNOMFØRING AV BEREGNINGER FOR ET DYNAMISK SYSTEM 33
3.4 PARAMETERVERDIER 33
3.5 SPORETS RESONANSFREKVENSER 34
3.6 SPORETS RESEPTANS, STATISK OG DYNAMISK BALLASTSIFFER, FORMEL FOR BEREGNING AV DYNAMISK VERTIKALKRAFT PÅ SPORET 34
3.7 DYNAMISK BEREGNINGER I BØLGESPEKTER 3 – 25 M MED VERTIKAL PILHØYDEFEIL LIK 0,006 M (6 MM) 34
3.7.1 Dynamiske beregninger i relevante bølgespektre på skinnehodet med vertikal ruhet 35
3.7.1.1 Grafer for sporets reseptans, dynamisk ballastsiffer, vognens reseptans, dynamisk vertikalkraft for bølgelengder i sporet i bølgebandet 1,50 – 25,00 m 35
3.7.1.2 Grafer for sporets reseptans, dynamisk ballastsiffer, vognens reseptans, dynamisk vertikalkraft for bølgelengder på skinnehode med definert ruhet 37
3.8 VERIFISERING AV SPORKVALITET LIKE ETTER PAKKING OG PÅ ET SENERE TIDSPUNKT 39

4 REFERANSER 41

Tabeller

Tabell 2.2-A: Momenter i JBV60 betongsville med svillematter 5
Tabell 2.2-B: Momenter i JBV60 betongsville uten svillematter 5
Tabell 2.3-A: Generell momentbelastning på betongsviller med varierende lengder 7
Tabell 2.12-A: Sammenstilling av beregningene 31
Tabell 2.12-B: Sammenstilling av beregningene 31
Tabell 3.4-A: Vognmateriell 34
Tabell 3.4-B: Spordata med svillematter 34
Tabell 3.5-A: Resonansfrekvenser for sporet 34

Figurer

Figur 2.3-A: Beregning av opptredende momenter på betongsville DB B70 ut fra fordeling av spenninger i ballastsengen 6
Figur 2.3-B: Statisk system for beregning av momentfordeling 6
Figur 2.6-A: Reaksjonskrefter fra pukk ved forskjellig opptredende tilstander av belastning under sville 10
Figur 2.6-B: Faktor for dynamisk akselkraft 11
Figur 2.7-A: Design av betongsville JBV 60 13
Figur 2.8-A: Betongsville JBV 60 17
Figur 2.8-B: Modell for beregning av bøyningsmoment i seksjon for skinnesete 17
Figur 2.8-C: Geometri for sville for beregning av moment i svillemidt 18
Figur 2.12-A: Betongsville JBV 60 28
Figur 2.12-B: Modell for beregning av bøyningsmoment i seksjon for skinnesete 28
Figur 2.12-C: Geometri for sville for beregning av moment i svillemidt 29
Figur 3.1-A: Beskatningsparameter for sporkonstruksjon og rullende materiell som funksjon av bølgelengder og hastighet (Forskningssjef ved SIEMENS boggi fabrikker i Graz, Østerrike, Dr. Ing. A. Haigermoser i et UIC seminar i Paris) 32
Figur 3.3-A: Modellering av dynamisk belastning på sporkonstruksjon ved betraktning av frekvenser relatert til bølgelengder i sporet og ruhet på skinnehodet samt hastighet 33
Figur 3.7-A: Sporets reseptans som funksjon av frekvens 35
Figur 3.7-B: Sporets dynamiske ballastsiffer som funksjon av frekvens 35
Figur 3.7-C: Vognens reseptans som funksjon av frekvens 36
Figur 3.7-D: Variasjon av den dynamiske vertikalkraft 36
Figur 3.7-E: Sporets reseptans som funksjon av frekvens 37
Figur 3.7-F: Sporets dynamiske ballastsiffer som funksjon av frekvens 37
Figur 3.7-G: Vognens reseptans som funksjon av frekvens 38
Figur 3.7-H: Variasjon av den dynamiske vertikalkraft 38
Figur 3.8-A: Grafer for sporets kvalitet registrert ved målevognkjøring like etter pakking 39
Figur 3.8-B: Grafer for sporets kvalitet registrert ved målevognkjøring på et senere tidspunkt 39
Figur 3.8-C: Global analyse for vertikale bølger på Ofotbanen (blå graf) 40
Figur 3.8-D: Global analyse for bølger sideveis på Malmbanan (blå graf) 40

1 INNHOLD

Sviller

Det må benyttes betongsviller. Betongsvillen dimensjoneres etter EN 13230-serie-&:2015 (E).
Svillelengde på 2,60 m er å foretrekke framfor en svillelengde på 2,50 m på grunn av momentfordelingen på bøyning i enden av svillen og i svillemidt.
Betongsvillen må ha større tverrsnitt i svilleende enn i svillemidt.
Svilleavstand på Ofotbanen er 0,52 m.
Det er en forutsetning at betongsvillen har tett forbindelse mot ballastsengen over hele betongsvillens lengde. Det må ikke forekomme løs kontakt mellom svilleende og pukksteinene i ballastlaget slik at betongsvillen rir på midten da den i en slik stilling vil brekke.
I skinnebefestigelsen må anvendes en relativ stiv mellomleggsplate med stivhet minimum på 140 kN/mm. Dette innebærer at spissbelastningen mot svillen i skinnesete dempes i mindre grad enn ved en mykere mellomlegsplate. Det vil være nødvendig å benytte svillematte for å oppnå en bedre lastfordeling.

Svillematter

Det vil være nødvendig å benytte svillematte for å oppnå en bedre lastfordeling. Anvendelse av svillematter reduserer bøyemomentene.
I Overbygning/Betongsviller – Tekniske spesifikasjoner er det gitt følgende krav for karakteristiske bøyemoment for sville JBV 60 uten svillematte:

- Positiv karakteristisk bøyemoment skinnesete $M_{k,\,r,\,pos}$: 16,80 kNm
- Positiv karakteristisk bøyemoment i svillemidt $M_{k,\,c,\,pos}$: 7,80 kNm
- Negativ karakteristisk bøyemoment i svillemidt $M_{k,\,c,\,neg}$: 10,50 kNm

For dimensjonering av betongsvillen med og uten svillematte er det benyttet følgende fjærkarateristikker for de elastiske sjikt:

- Fjærstivhet for ballastsengen $k_B = 12 \cdot 10^4$ N/mm (tilsvarer $C_B = 0{,}40$ N/mm^3)
- Fjærstivhet for mellomlegget mellom skinne og sville $k_{RP} = 1{,}40 \cdot 10^5$ N/mm (lik 140 ·kN/mm og $C_{RP} = 0{,}47$ N/mm^3)
- Fjærstivhet for svillematte $k_{SM} = 9 \cdot 10^4$ N/mm (tilsvarer $C_{SM} = 0{,}30$ N/mm^3)

Iht. opplysninger fra leverandør og Trafikverket er den korrekte fjærstivhet som vil bli brukt på på svillemattene, $C_{SM} = 0{,}24$ N/mm^3. I beregningene er benyttet $C_{SM} = 0{,}30$ N/mm^3. Dette har i praksis ingen innflytelse.

Svillemattene gir et viktig bidrag til å redusere bøyemomentene i svilleende under svillesete og i feltmidt. Årsaken er at lastfordelingsfaktoren blir bedre.
Ved bruk av svillematte med definert fjærkarakteristisk blir bøyemomentene omtrent de samme som er definert for sville JBV 60.

Det anbefales bruk av svillematte for å oppnå en jevnere belastning på betongsvillens underside og for pukksteinene i det øverste laget i ballastsenfen. Spissbelastninngen reduseres betydelig. Forskning bekrefter at spissbelastningen halveres.

Det er en liten overskridelse i bøyemomentene i forhold til kravspesfifikasjonen for sville JBV 60 ved bruk av svillematter; det bør diskuteres hvorvidt vi kan benytte denne svillen for 35 tonns aksellast; det er i beregningene benyttet de høyeste verdiene for de ulike koeffisientene som inngår i prosedyren iht. normen.

2 OFOTBANEN; BETONGSVILLER FOR 35 TONNS AKSELLAST

2.1 Innledning

Det utføres en beregning for betongsville for 35 tonns aksellast på Ofotbanen i samsvar med EN 13230: serie (E). Normen består av 6 deldokumenter etter UIC code 713 R 2.3.10, formel [4.2].

2.2 Konklusjon

Tabell 2.2-A og Tabell 2.2-B viser resultat av beregninger av bøyemomenter i svilleende og i svillemidt med og uten svillematter.

Tabell 2.2-A: Momenter i JBV60 betongsville med svillematter

Betongsville JBV 60, l = 2600 mm, masse = ca. 285 kg, F = 679 200 mm^2 Svilleavstand er 520 mm; innlagt svillematter					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,\,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	115,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k,\,r,\,pos}$ = + 16,86 kNm	Negativt $M_{k,\,r,\,neg}$ = - 8,43 kNm	Positivt $M_{k,\,c,\,pos}$ = = + 7,35 kNm	Negativt $M_{k,\,c,\,neg}$ = - 10,50 kNm	Identisk med normal belastning

Tabell 2.2-B: Momenter i JBV60 betongsville uten svillematter

Betongsville JBV 60, l = 2600 mm, m = ca. 285 kg, F = 679 200 mm^2 Svilleavstand 520 mm; Ikke bruk av svillematter					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i,\,r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	121,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k,\,r,\,pos}$ = + 17,74 kNm	Negativt $M_{k,\,r,\,neg}$ = - 8,87 kNm	Positivt $M_{k,\,c,\,pos}$ = = + 7,73 kNm	Negativt $M_{k,\,c,\,neg}$ = - 11,04 kNm	Identisk med normal belastning

Svillemattene gir et viktig bidrag til å redusere bøyemomentene i svilleende under svillesete og i feltmidt.

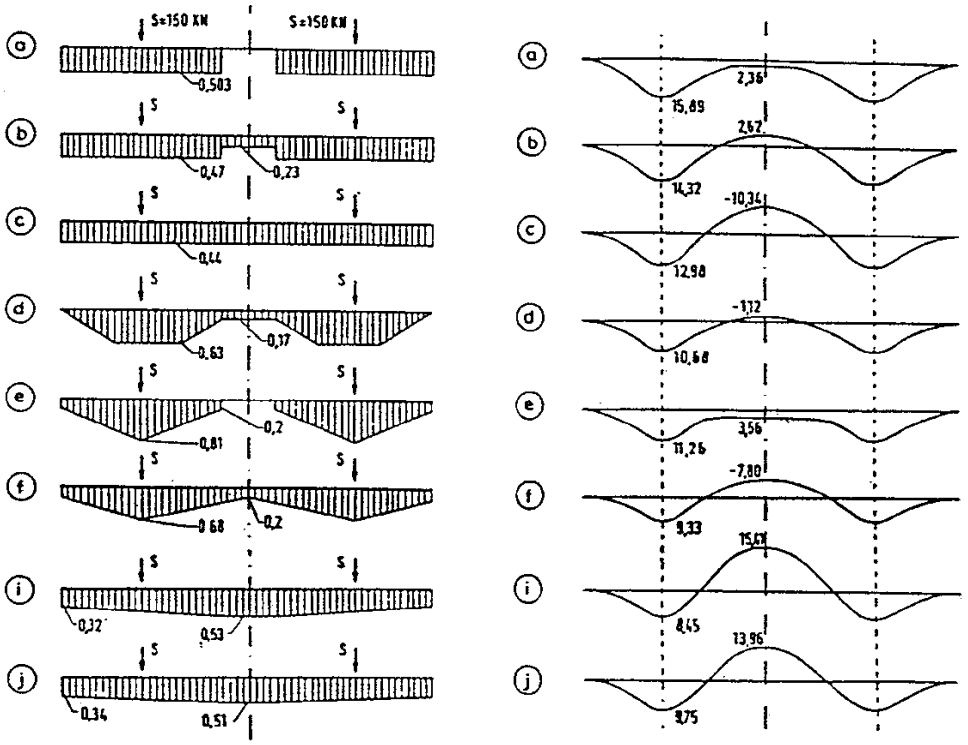
2.3 Vurdering av innflytelse av lengde på betongsville ved momentbetraktning

I Figur 2.3-A er vist opptredende momenter på betongsville DB B70 ut fra fordeling av spenninger i ballastsengen. Tilfellene a til c som benyttes til dimensjonering av betongsvillene, er beskrevet i EN 13230 – 6: 2015.
Tilfellene i og f representerer frossen ballast og er ikke en del av normen.

Betongsville DB B70 har lengde l = 2,60 m. Støttepunktkraften S i skinnesete settes til 150 kN.

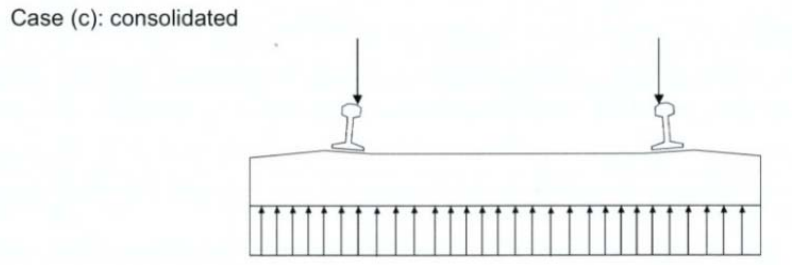
I det etterfølgende skal det gjøres en enkel og generell vurdering av betydningen av svillens lengde for momentbelastning og momentfordeling under forutsetning av konstant bredde på svillen. Det tas i eksemplene ikke hensyn til lastutbredelse i skinnesete og derav

momentredusering. Lasten betraktes som punktlast. Det utføres betraktninger med lengdene l = 2,60 m, l = 2,50 m og l = 2,40 m.



Figur 2.3-A: Beregning av opptredende momenter på betongsville DB B70 ut fra fordeling av spenninger i ballastsengen

Det velges en fiktiv skinnesetekraft på S = 100 kN og tilfelle c betraktes (Figur 2.3-B).
Figur 2.3-B viser det statiske systemet.



Figur 2.3-B: Statisk system for beregning av momentfordeling

Beregningen gjennomføres for l = 2,60 m og for S = 100 kN. Avstanden mellom hjulkreftene i skinnesetene settes til 1,50 m.
Jevnt fordelt last mellom sville og ballastseng:

$$q_{2,60} = \frac{2 \cdot 100}{2,60} = 77\ kN/m$$

Positivt utkragermoment under skinnesete:

$$M_{S,2,60} = 77 \cdot 0,55^2 \cdot \frac{1}{2} = 11,60\ kNm$$

Negativt feltmoment midt i sville:

$$M_{F,2,60} = 77 \cdot 1{,}30^2 \cdot \frac{1}{2} - 100 \cdot 0{,}75 = -9{,}90\ kNm$$

Momentbelastning utføres tilsvarende for de andre lengdene og resultatet sammenfattes i Tabell 2.3-A.

Tabell 2.3-A: Generell momentbelastning på betongsviller med varierende lengder

Svillelengde (m)	Skinnesetekraft S (kN)	Jevnt fordelt last i ballastseng q (kN/m)	Utkragermoment under skinnesete (kNm)	Feltmoment midt i sville (kNm)	Differanse uttrykt i tallverdi
2,60	100	77	+ 11,60	- 9,90	$\lvert 1{,}70 \rvert$
2,50	100	80	+ 10,00	- 12,50	$\lvert 2{,}50 \rvert$
2,40	100	83	+ 8,40	- 15,20	$\lvert 6{,}80 \rvert$

Det gjennomførte beregningseksemplet viser at en sville med lengde på 2,60 m kommer meget gunstig ut. Feltmomentet blir ikke så forskjellig fra utkragermomentet uttrykt i tallverdi. For kortere svillelengde blir feltmomentet unødvendig stort.
Betongsville med lengde 2,40 m kommer svært ugunstig ut. For det første er det stor forskjell mellom utkragermomentet og feltmomentet uttrykt i tallverdi. For det andre blir feltmomentet unødvendig stort.

2.4 Distribusjon av langsgående laster

EN 13230-6:2015 (E) Anneks A (informativ) godkjenner at fordelingen av laster eller krefter fra hjul mellom skinner og sviller langs sporet kan beregnes iht. modell for bjelke på elastisk underlag. Betydningen av alle elastiske komponenter i sporet kan i prinsippet bli tatt hensyn til. Normen begrenser seg imidlertid til 2 elastiske sjikt som er mellomleggsplate mellom skinne og sville samt ballast med undergrunn. Den globale stivhet i sporet k_{STAT} tillegges betydning. Det blir viktig å beregne lastfordelingsfaktoren k_d.

EN 13230 – 6: 2015 (E) Anneks A (informativ) forutsetter beregning av lastfordelingsfaktor for et spor med stor elastisitet; dvs. lavt ballastsiffer. Aspektet gir stor lastfordelingsevne og dermed lav last på hver enkelt sville i skinnesete. Imidlertid i et slikt spor kan det opptre hengende sviller og irregulariteter i sporet som medfører store dynamiske belastninger på svillen. Dette er tatt hensyn til i normen ved anvendelse av koeffisienter.
Den svært lave verdi for ballastsifferet dekker opp for flere elastiske sjikt i ballastsengen (det vises til bemerkning foran i første avsnitt). Aspektet medfører at svillematter og ballastmatter kan forutsettes medtatt under forutsetning av at det velges matter med relevante stivhetsegenskaper.
Som et tillegg er det i det foreliggende dokument tatt hensyn til at sporet kan få stor stivhet med høyt ballastsiffer på grunn av undergrunnens egenskaper på Ofotbanen. Dette gir mindre evne til lastfordeling og dermed større kraft i skinnesete.
Den teoretiske fordeling beregnes derfor for 2 elastisitetsmoduler i ballast og undergrunn:

- Middels elastisitetsmodul C_B = 0,30 (N/mm^3)

Middels elastisitetsmodul gir bedre lastfordeling over større lengde i sporet som er gunstig. Ved en slik modul kan det imidlertid også forekomme mulighet for større irregulariteter i

sporet og dermed også tilstand for hengende sviller. Dette vil føre til dynamisk tilleggsbelastning.

- Stor elastisitetsmodul C_B = 0,40 (N/mm^3), er ikke en del av normen

Større stivhet indikerer stivt spor. Lastfordelingen blir kortere og belastningen på svillen antar en større verdi uttrykt ved svillesetekraften. Derimot vil irregulariteter i sporet bli redusert. Eksempelvis vil ikke hengende sviller forekomme i delvis eller helt frosset ballast. Det forutsettes at betongsviller ikke vil brekke ved en slik antatt stivhet i sporet.
I en overbygningskonstruksjon er det mulig å bygge inn flere elastiske sjikt. For Ofotbanen gjelder:

- Mellomlegg mellom skinne og sville som er obligatorisk
- Svillematte; fortrinnsvis noe stiv for å hindre svingninger av svillen
- Ballast med underbygning

Ballastmatter er et alternativ, men blir ikke vurdert i dette prosjektet.

EN 13230 – 6 inneholder dimensjonskriterier med mellomleggsplater mellom skinne og sville samt ballast med undergrunn (underbygning). Svillematter og ballastmatter inngår ikke i underlaget.
I overbygningskonstruksjonen er 3 globale parametere av interesse: ballastsifferet (flatestivhet), fjærstivheten (punktstivhet) og ballaststivheten (linjestivhet):

C_{STAT} (N/mm^3), k_{STAT} (N/mm), β_{STAT} (N/mm^2)

I en overbygningskonstruksjon hvor det er betongsviller, finnes det et elastisk mellomlegg mellom skinne og betongsville. Mellomlegget har til oppgave å redusere spissbelastninger fra rullende hjul ved framføring av tog på betongsvillen. I et slikt tilfelle er det 2 elastiske sjikt; mellomlegget mellom skinne og sville samt ballastlaget med undergrunn. De resulterende statisk elastiske egenskaper beregnes ved seriekopling av de elastiske sjiktene.
For beregning av den resulterende fjærstivhet k_{STAT} blir det normalt tatt utgangspunkt i det lokale ballastsifferet C_B som også inkluderer egenskapene til underlaget. Årsaken er at størrelsen på denne parameterverdien er vel kjent gjennom utallige målinger for ulike forhold for ballast og undergrunn. Aspektet er utførlig beskrevet i litteraturen. C_B har dimensjon N/mm^3. Fjærstivheten i dette sjiktet beregnes:

$$k_B = \frac{1}{2} \cdot F_{BELASTET} \cdot C_B \quad \left(N/mm\right)$$

Med dette beregnes den globale fjærstivhet:

$$\frac{1}{k_{STAT}} = \frac{1}{k_{RP}} + \frac{1}{k_B}$$

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_B}{k_{RP} + k_B} \quad \left(\frac{N}{mm}\right)$$

Det globale ballastsifferet beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{k_{STAT}}{\frac{F_{BELASTET}}{2}} = 2 \cdot \frac{k_{STAT}}{F_{BELASTET}} \quad \left(\frac{N/mm}{mm^2} = \frac{N}{mm^3}\right)$$

Termen k_{RP} er fjærstivheten til mellomlegget mellom skinne og sville (N/mm). Videre er k_B fjærstivheten i ballastlaget med underbygning (N/mm).
Ballaststivheten β (N/mm^2) som defineres som forholdet mellom fjærstivhet og svilleavstand (k/a), blir tilsvarende:

$$\beta_{STAT} = \frac{\beta_{RP} \cdot \beta_B}{\beta_B + \beta_{RP}} \quad \left(\frac{N}{mm^2} \right)$$

2.4.1 Flere elastiske sjikt i overbygningen

Det etterfølgende er ikke beskrevet i detalj i normen. Imidlertid ved anvendelse av svært lav verdi for ballastsifferet i ballastsengen kan det legges til grunn at de elastiske sjiktene blir tatt med i vurderingen.
I en avansert overbygningskonstruksjon kan svillene bli påmontert matter i underkant av sville. Dermed eksisterer et 3. elastisk sjikt som er svillematten. Under forutsetning av at ballastlaget med underbygning beskrives som en ballastblokk med masse og elastisitet, blir formelverket tilsvarende (antakelse om statisk seriekobling av fjærelementene):

$$\frac{1}{k_{STAT}} = \frac{1}{k_{RP}} + \frac{1}{k_{SM}} + \frac{1}{k_B}$$

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_{SM} \cdot k_B}{k_{RP} \cdot k_{SM} + k_{RP} \cdot k_B + k_{SM} \cdot k_B}$$

Her betyr:

- Stivhet til mellomlegget: k_{RP} (N/mm)
- Stivhet til svillematte: k_{SM} (N/mm)
- Stivhet til ballastlaget mot underbygning: k_B (N/mm)

$$C_{STAT} = \frac{k_{STAT}}{\frac{F_{BELASTET}}{2}} = 2 \cdot \frac{k_{STAT}}{F_{BELASTET}} \quad \left(\frac{N/mm}{mm^2} = \frac{N}{mm^3} \right)$$

Ved betraktning med ballaststivheten β blir tilsvarende:

$$\beta_{STAT} = \frac{\beta_{RP} \cdot \beta_{SM} \cdot \beta_B}{\beta_{RP} \cdot \beta_{SM} + \beta_{RP} \cdot \beta_B + \beta_{SM} \cdot \beta_B}$$

2.5 Dynamisk ballastsiffer eller dynamisk ballaststivhet

Det statiske ballastsifferet C_{STAT} (N/mm^3), eventuelt den statiske ballaststivhet β_{STAT} (N/mm^2) for overbygningen gjelder bare når et materiell står stille.

Ved framføring av materiellet i sporet med hastighet endrer sporets karakteristikker seg slik at det må benyttes tilsvarende dynamiske parametere C_{DYN}, eventuelt β_{DYN}. Det er forbundet med omfangsrike algoritmer i en kompleks analyse å beregne disse parameterne. Aspektet har sammenheng med at også dempingsegenskapene til elastisitetssjiktene må bli tatt hensyn til og at opptredende frekvenser må vurderes. Imidlertid ved lave hastigheter vil ikke endringene bli så framtredende.

EN 13230-serie :2015 (E) betrakter bare stivhetsegenskapene (fjærstivhetene) til sjiktene og dette vil bli fulgt opp i det etterfølgende.

2.6 Beregning av de enkelte koeffisienter for dynamisk tilstand

2.6.1 Karakteristisk lengde

Med utgangspunkt i den globale fjærstivhet k_{STAT} (N/mm) beregnes den karakteristiske lengde:

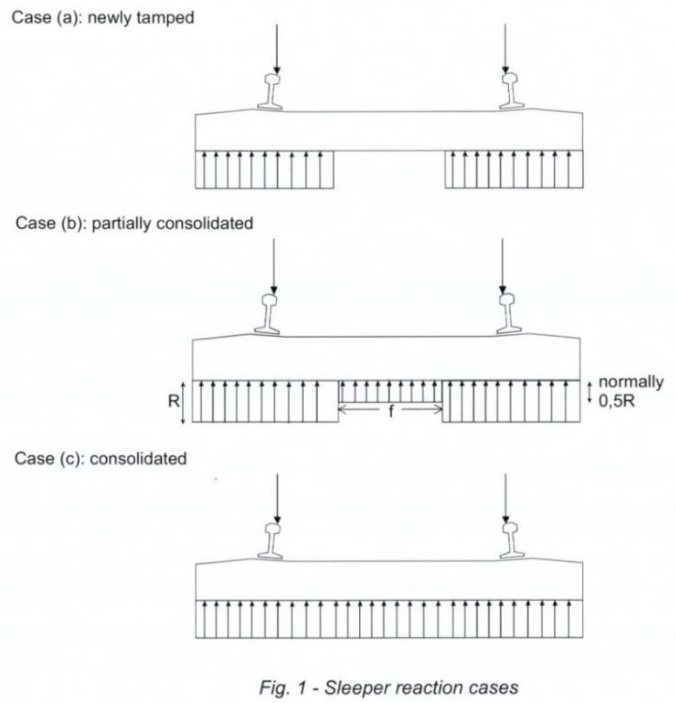
$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Elastisitetsmodul for skinner:	E_R *(N/mm²)*
Treghetsmoment til skinne:	I_R *(mm⁴)*
Svilleavstand:	*a (mm)*

2.6.2 Belastet flate under sville

Det defineres 3 tilstander av belastet flate i underkant sville (Figur 2.6-A):

- Nytt pakket spor (tilfelle a)
- Delvis konsolidert spor (tilfelle b)
- Konsolidert spor (tilfelle c)



Figur 2.6-A: Reaksjonskrefter fra pukk ved forskjellig opptredende tilstander av belastning under sville

2.6.3 Lastfordelingsfaktor k_d

Beregningsprosedyren for lastfordelingsfaktoren vises iht. EN 13230-6:2015 (E) Anneks A (informativ).
Deformasjon y_0 av skinne for en enhetskraft Q_0:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Influenslinje η for posisjon x_i av aksler:

$$\eta_i = \frac{\sin \xi_i + \cos \xi_i}{e^{\xi_i}}$$

Her er:

$$\xi = \frac{x_i}{L_{el}}$$

Termen x_i er avstand fra betraktet punkt til definert aksel.

Parameteren $\xi = \frac{x_i}{L_{el}}$ uttrykkes i radianer.

Skinnesetekraft P_0 relatert til enhetskraften eller hjulkraften Q_0:

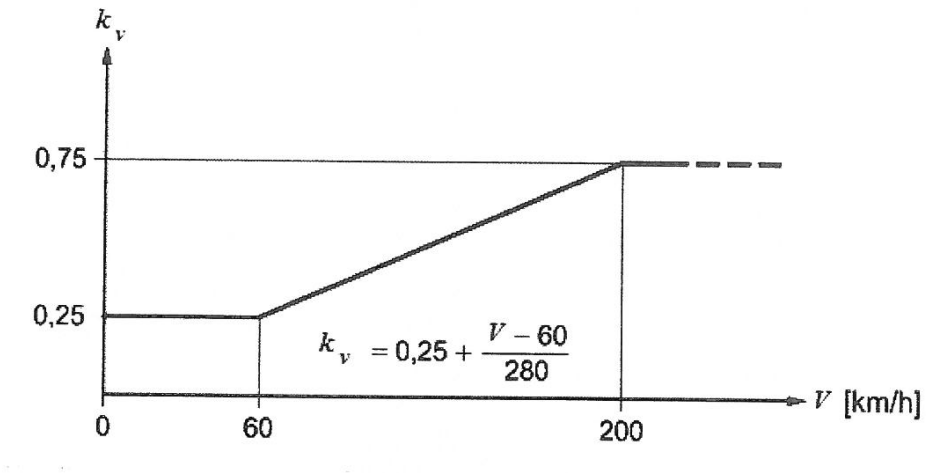
$$P_0 = k_{STAT} \cdot \Sigma_I \, \eta_i \cdot y_0 \quad (kN)$$

Med dette underlaget defineres lastfordelingsfaktoren:

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0}$$

2.6.4 Faktor for beregning av hastighetsavhengig dynamisk tillegg k_v

Faktoren utledes av hastighet og sporets tilstand. Det vises til figur 4 (gjengitt fra prEN 13230 – 6:2015 (E), anneks A (informativ).



Figur 2.6-B: Faktor for dynamisk akselkraft

Det legges til grunn en normal vertikal irregularitet i sporet. Uttrykket for normal dynamisk tilvekst k_v er gitt i Figur 2.6-B.

- For 0 ≤ V ≤ 60 km/h: $k_v = 0,25$
- For 60 < V < 200 km/h: $k_v = 0,25 + \frac{V - 60}{280}$
- For V ≥ 200 km/h: $k_v = 0,75$

For Ofotbanen benyttes k_V = 0,25.

2.6.5 Mellomlegg mellom skinne og sville for redusering av spissbelastning på betongsviller k_P

Det må benyttes mellomleggsplater med evne til å redusere spissbelastning på betongsviller. Samtidig må mellomleggsplatene ha stivhet nok på grunn av høye aksellaster. Årsaken er at rulling av skinne i svillesete ikke må bli for stor i kurver med små radier.
Det benyttes en faktor (konservativ antakelse):

k_p = 1,00

2.6.6 Valget av faktor er i tråd med anbefalingene i EN 13230-6:2015 (E) Anneks Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230-6:2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

k_r = 1,35

2.6.7 Formel for dynamisk kraft i skinnesete på betongsvillen

Formelen lyder:

$$P_K = \frac{A_{nom}}{2} \cdot \left[1 + \left(k_p \cdot k_v\right)\right] \cdot k_d \cdot k_r$$

Termen A_{nom} er nominell aksellast.

2.6.8 Koeffisient for momentberegning

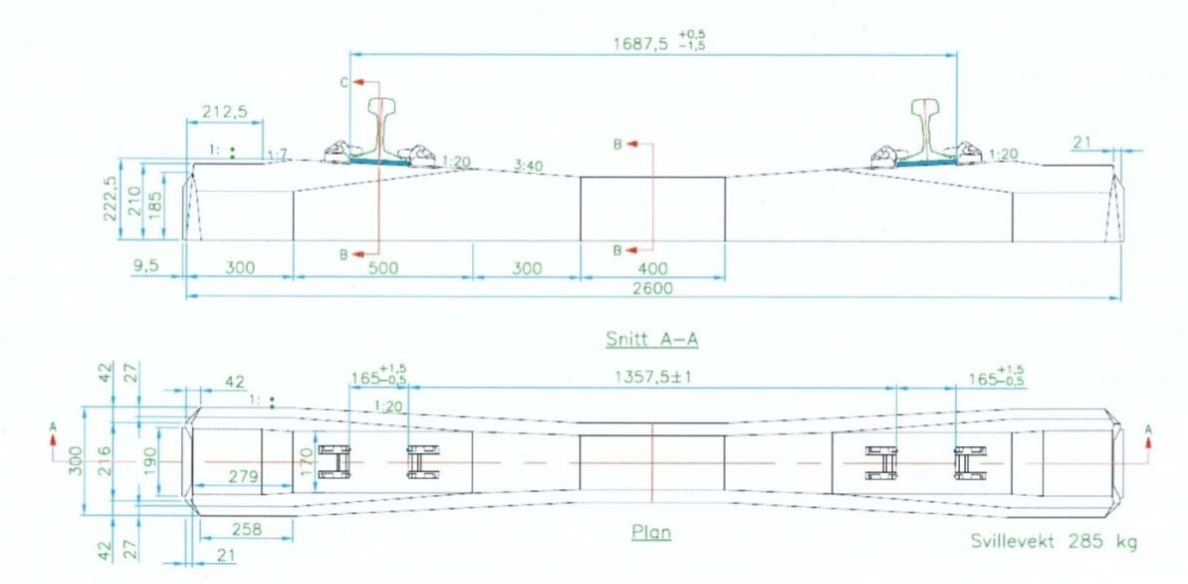
For momentberegning fastsettes en faktor langs svillen på grunn av irregulariteter i ballastlaget:

$k_{i,r}$ = 1,60

Årsaken vil bli belyst senere. Verdien på faktoren er informativ.

2.7 Dimensjoneringskriterier og design

Geometrien for eksisterende betongsville JBV 60 er vist i Figur 2.7-A.



Figur 2.7-A: Design av betongsville JBV 60

Den totale flate i underkant sville beregnes ti (ut fra målsettingen):

$$F_{TOTAL} = 2600 \cdot 216 + (300 - 216) \cdot 300 \cdot 2 + \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{2} \cdot (300 - 216) \cdot (500 + 300) \cdot 4 = 679200\ mm^2$$

Flate i underkant unntatt midtdel (på begge sider av midtdel):

$$F_{UNNTATT\ MIDTDEL} = 679200 - 216 \cdot 400 = 592800\ mm^2$$

Flateinnholdet er ca. 0,60 m^2.
Flate i underkant i midtdel:

$$F_{MIDTDEL} = 216 \cdot 400 = 86400\ mm^2$$

2.7.1 Tilfelle 1: Beregning av lastfordelingsfaktor k_d

For betongsville JBV 60 beregnes lastfordelingsfaktoren iht. EN 13230-6:2015 (E) Anneks A (informativ). Det blir foreslått en verdi for ballastsifferet inkludert undergrunn lik C_B = 0,300 N/mm^3. Det legges dermed til grunn et spor med moderat elastisitet og god fordelingsevne av lasten.
Fjærstivheten til ballastlaget med undergrunn (normen legger til grunn den totale flaten; ikke antatt belastet flate):

$$k_B = 9 \cdot 10^4\ (N/mm)$$

Elastisitet for et mellomlegg med kapasitet for redusering av spissbelastning:

$$k_{RP} = 1{,}4 \cdot 10^5\ (N/mm)$$

Elastisitet for svillematte (antatt):

$$k_{SM} = 9 \cdot 10^4\ (N/mm)$$

Global elastisitet k_{STAT} for understøttelse av skinnen:

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_{SM} \cdot k_B}{(k_{RP} \cdot k_{SM} + k_{RP} \cdot k_B + k_{SM} \cdot k_B)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 9 \cdot 10^4}{(1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 + 1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 + 9 \cdot 10^4 \cdot 9 \cdot 10^4)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}4 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 9 \cdot 10^4}{(126{,}00 + 126{,}00 + 81{,}00) \cdot 10^8} = \frac{113{,}40 \cdot 10^5}{333{,}00} = 0{,}34 \cdot 10^5 \ (N/mm)$$

Den resulterende flatestivhet (ballastsiffer) beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{2 \cdot k_{STAT}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 0{,}34 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}11 \frac{N}{mm^3}$$

De enkelte flatestivhetene beregnes.
Flaterstivhet for ballast:

$$C_B = \frac{2 \cdot k_B}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 10^4}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}30 \frac{N}{mm^3}$$

Flatestivhet for mellomlegg mellom skinne og sville:

$$C_{RP} = \frac{2 \cdot k_{RP}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 1{,}40 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}47 \frac{N}{mm^3}$$

Flatestivhet for svillematte:

$$C_{SM} = \frac{2 \cdot k_{SM}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 10^4}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}30 \frac{N}{mm^3}$$

Det utføres en kontrollberegning:

$$C_{STAT} = \frac{C_{RP} \cdot C_{SM} \cdot C_B}{(C_{RP} \cdot C_{SM} + C_{RP} \cdot C_B + C_{SM} \cdot C_B)}$$

$$C_{STAT} = \frac{0{,}47 \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}30}{(0{,}47 \cdot 0{,}30 + 0{,}47 \cdot 0{,}30 + 0{,}30 \cdot 0{,}30)} = \frac{0{,}0423}{(0{,}141 + 0{,}141 + 0{,}09)} = 0{,}11 \frac{N}{mm^3}$$

Til tross for stivt ballastsiffer for ballastlaget på fjellgrunn i underbygningen viser det resulterende ballastsifferet lav verdi; dvs. at sporkonstruksjonen har høy elastisitet. Dette er forårsaket av de elastiske sjiktene.
Den karakteristiske lengde i en Winkler bjelke beregnes med skinne 60E1:

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Svilleavstand a = 520 mm

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2{,}10 \cdot 10^5 \cdot 3038 \cdot 10^4}{\frac{0{,}34 \cdot 10^5}{520}}} = 790\ mm$$

Betongsvillen skal fungere for vogner i tungtrafikk med akselavstand 1778 mm (tilnærmet 1800 mm) med aksellast på 35 tonn på Ofotbanen.
For nedbøyningsberegning fra hjulkraft benyttes formel:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Den halve bølgelengde til sporet:

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 0{,}75 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}79 = 1{,}86\ m$$

Lengde mellom hjulakslene er 1,79 m. Dette medfører last fra naboaksler på belastet sted.
Forholdet mellom akselavstand/karakteristisk lengde uttrykkes i radianer:

$$\xi 1 = \frac{x1}{L} = \frac{1{,}79}{0{,}79} = 2{,}26$$

Dette gir vinkel:

$$\alpha 1 = \frac{\xi 1}{2 \cdot \prod} \cdot 360 = 129{,}60^\circ$$

Faktor for nedbøyning fra naboaksel:

$$\eta 1 = \frac{(\sin(\alpha 1) + \cos(\alpha 1))}{e^{\xi 1}} = \frac{0{,}771 - 0{,}637}{9{,}583} = 0{,}0140$$

Faktor for økning av moment fra naboaksel:

$$\mu 1 = \frac{(\cos(\alpha 1) - \sin(\alpha 1))}{e^{\xi 1}} = \frac{-0{,}637 - 0{,}770}{9{,}583} = -0{,}1468$$

Beregning av nedbøyning av skinne under betraktet lokasjon:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}}$$

Hjulkraften Q_0 settes lik 180 kN.

$$y_0 = \frac{180{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 10^6}{2 \cdot 0{,}34 \cdot 10^5 \cdot 790} = 1{,}74\ mm$$

Resulterende kraft i svillesete for skinne når naboaksler blir tatt med:

$$P_0 = k_{STAT1} \cdot \sum_i \eta_i \cdot y_0 = 0{,}34 \cdot 10^5 \cdot (1{,}000 + 2 \cdot 0{,}014) \cdot 1{,}74 = 60{,}82\ kN$$

Lastfordelingsfaktoren bestemmes iht. EN 13230-6:2015 (E) Anneks A (informativ):

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{60{,}82}{180{,}00} = 0{,}34$$

Lastfaktoren er å betrakte som lav. Årsaken ligger i at det er forutsatt flere elastiske sjikt.
Normen EN 13230-6 (E) Anneks A anbefaler på generelt grunnlag en fordelingsfaktor lik 0,38 for 60 kgs skinner uten bruk av svillematter.
Ifølge ovennevnte beregninger bidrar svillematte til en bedre lastfordelingsfaktor.
I det etterfølgende vil anbefalt verdi k_d = 0,38 bli benyttet.

2.7.2 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230-6:2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

k_r = 1,35

2.7.3 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv

Normen EN 13230-6:2015 (E), Anneks A (informativ) benyttes formel:

$$k_V = 0{,}25 + \frac{V - 60}{280}$$

For hastighet < 60 km/h blir:

K_V = 0,25

Faktor for redusering av spissbelastning på grunn av elastiske egenskaper til mellomlegget
På grunn av relativ høy stivhet i mellomlegget (som er nødvendig) benyttes faktor:

$$k_P = 1{,}00$$

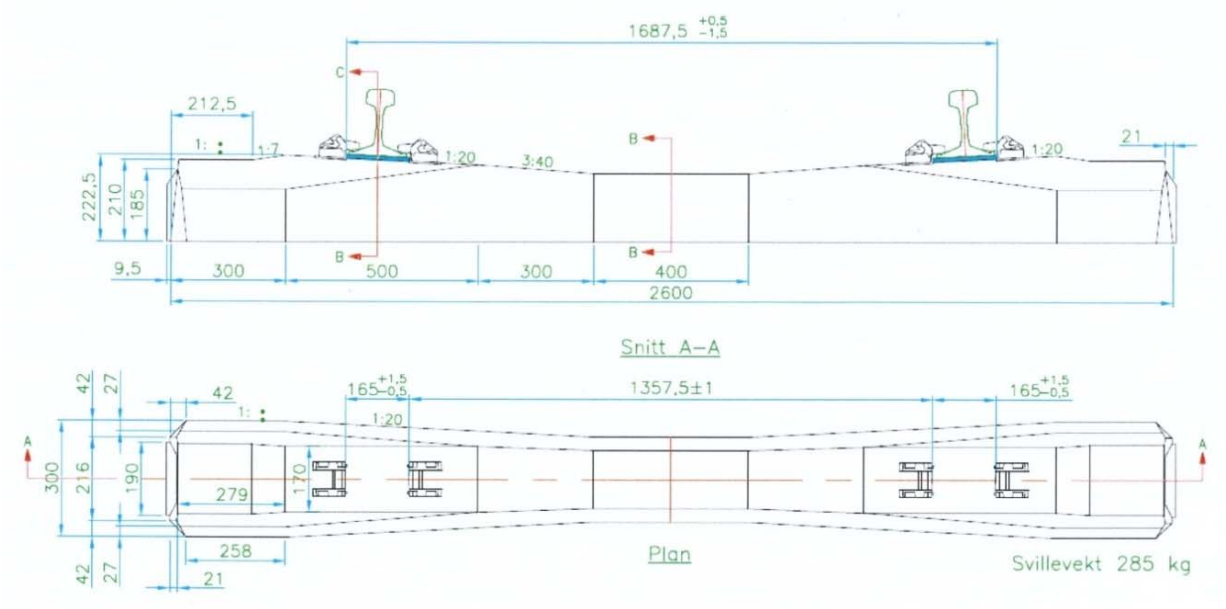
Beregning av dynamisk svillesetekraft

$$P_K = Q_0 \cdot (1 + (k_P \cdot k_V)) \cdot k_D \cdot k_R$$
$$P_K = 180{,}00 \cdot (1 + (1{,}00 \cdot 0{,}25)) \cdot 0{,}38 \cdot 1{,}35 = 115{,}50\ kN$$

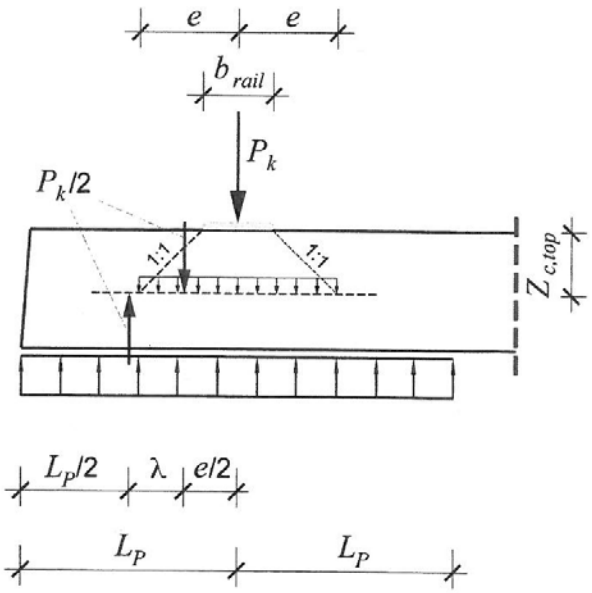
2.8 Beregning av bøyemomenter i sville

Det benyttes algoritmene i EN 13230 – 6: 2015 (E), Anneks A (informativ).
EN 13230 – 6: 2015 forutsetter en faktor $k_{i,\,r}$ = 1,60 for betraktning av irregulariteter langs svillen i samvirke med ballast.
Momenter beregnes i seksjon for svillesete og svillemidt.

2.8.1 Seksjon for skinnesete



Figur 2.8-A: Betongsville JBV 60



Figur 2.8-B: Modell for beregning av bøyningsmoment i seksjon for skinnesete

Iht Figur 2.8-B må følgende parametere beregnes:

$$2 \cdot e = b_{skinne} + 2 \cdot z_{c,top} = 150 + 2 \cdot 105 = 360 \; mm$$

Parameteren L_P beregnes:

$$L_P = \frac{L - c}{2} = \frac{2600 - 1510}{2} = 545 \; mm$$

$$\lambda = \frac{L_P - e}{2} = \frac{545 - 360/2}{2} = 182{,}50 \; mm$$

For momentberegning må regnes med en faktor $k_{i,\ r}$ = 1,60 langs svillen på grunn av irregulariteter i ballasten.
Dermed blir det utkragede moment fra svilleenden med maksimal dynamisk kraft:

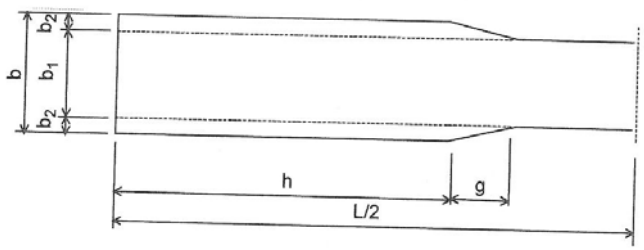
$$M_{k,r,pos} = k_{i,r} \cdot \lambda \cdot \frac{P_K}{2} = 1{,}60 \cdot 0{,}1825 \cdot \frac{115{,}50}{2} = 16{,}86\ kNm$$

Det regnes også med et negativt bøyemoment i området for skinnesete:

$$M_{k,r,neg} = 0{,}50 \cdot M_{k,r,pos} = 0{,}50 \cdot 16{,}86 = -\ 8{,}43\ kNm$$

2.8.2 Seksjon svillemidt

For beregning av moment i svillemidt for en sville med varierende bredde og med rektangulær fordeling av lasten over svillens lengde (UIC 713 1st edition, November 2004, punkt 2.3.10 – Design bending moment, Case (c): consolidated). Det er valgt å benytte denne standarden på dette aspektet da det er mye bedre forklart enn i CEN normen. Det vises til Figur 2.8-C.



Figur 2.8-C: Geometri for sville for beregning av moment i svillemidt

$$M_{k,c,neg} = k_{i,c} \cdot P_K \cdot \left(\frac{c}{2} - \frac{L}{2} + \frac{b_1 \cdot L^2/8 + b_2 \cdot \left(h^2 + g \cdot h + g^2/3\right)}{b_1 \cdot L/2 + b_2 \cdot \left(2 \cdot h + g\right)} \right)$$

Det er følgende betegnelser (verdier for sville JBV 60 i parentes i (m)):

- Avstand mellom senter av skinnehodene: c (1,50)
- Lengde av sville: L (2,60)
- Bredde av innsnevret seksjon av sville (underkant): b_1 (0,216)
- Supplerende bredde på hver side av seksjon for skinnesete (underkant): b_2 (0,042)
- Lengde av bredde i seksjon ved svilleende: h (0,30)
- Lengde av sville med varierende bredde (trapes): g (0,80)

Verdiene settes inn i formel:

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 115{,}50 \cdot \left(\frac{1{,}50}{2} - \frac{2{,}60}{2} + \frac{0{,}216 \cdot 2{,}60^2/8 + 0{,}042 \cdot \left(0{,}30^2 + 0{,}80 \cdot 0{,}30 + 0{,}80^2/3\right)}{0{,}216 \cdot 2{,}60/2 + 0{,}042 \cdot \left(2 \cdot 0{,}30 + 0{,}80\right)} \right)$$

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 115{,}50 \cdot \left(\frac{1{,}50}{2} - \frac{2{,}60}{2} + \frac{0{,}183 + 0{,}042 \cdot \left(0{,}09 + 0{,}24 + 0{,}21\right)}{0{,}28 + 0{,}0588} \right)$$

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 115{,}50 \cdot \left(0{,}75 - 1{,}30 + \frac{0{,}183 + 0{,}0227}{0{,}339} \right) = 1{,}60 \cdot 115{,}40 \cdot 0{,}0568 = 10{,}50\ kNm$$

$$M_{k,c,neg} = 10{,}50\ kNm$$

Bøyemomentet er negativt:

$$M_{k,c,neg} = -10{,}50\ kNm$$

Det oppstår også et positivt bøyemoment som kan antas å være:

$$M_{k,c,pos} = 0{,}70 \cdot M_{k,c,neg} = 0{,}70 \cdot 10{,}50 = 7{,}35\ kNm$$

2.9 Tilstand for hard undergrunn (frosset ballast)

I tilfellet av hard undergrunn og til dels frosset ballast blir lastfordelingen kort og aspektet gir større belastning på svillen. Dette er ikke en del av normen.
Det gjennomføres en tilsvarende beregning med k_B lik $12 \cdot 10^4$ N/mm.
For øvrige elastiske sjikt benyttes de samme parametere som i forrige eksempel.
For mellomlegget mellom skinne og sville settes k_{RP} lik $1{,}40 \cdot 10^5$ N/mm (140 kN/mm).
For svillematte benyttes $k_{SM} = 9 \cdot 10^4$ N/mm.
Global elastisitet:

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_{SM} \cdot k_B}{(k_{RP} \cdot k_{SM} + k_{RP} \cdot k_B + k_{SM} \cdot k_B)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 12 \cdot 10^4}{(1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9{,}00 \cdot 10^4 + 1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 12 \cdot 10^4 + 9{,}00 \cdot 10^4 \cdot 12 \cdot 10^4)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9 \cdot 10^4 \cdot 12 \cdot 10^4}{(126{,}00 + 168{,}00 + 108{,}0) \cdot 10^8} = \frac{151{,}20 \cdot 10^5}{402} = 0{,}37 \cdot 10^5\ (N/mm)$$

Den resulterende flatestivhet (ballastsiffer) beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{2 \cdot k_{STAT}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 0{,}37 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}123\ \frac{N}{mm^3}$$

De enkelte flatestivheter beregnes.
Flatestivhet for ballast:

$$C_B = \frac{2 \cdot k_B}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 12 \cdot 10^4}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}40\ \frac{N}{mm^3}$$

Flatestivhet for mellomlegg mellom skinne og sville:

$$C_{RP} = \frac{2 \cdot k_{RP}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 1{,}40 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}47\ \frac{N}{mm^3}$$

Flatestivhet for svillematte:

$$C_{SM} = \frac{2 \cdot k_{SM}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 9 \cdot 10^4}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}30 \frac{N}{mm^3}$$

Det utføres en kontrollberegning:

$$C_{STAT} = \frac{C_{RP} \cdot C_{SM} \cdot C_B}{\left(C_{RP} \cdot C_{SM} + C_{RP} \cdot C_B + C_{SM} \cdot C_B\right)}$$

$$C_{STAT} = \frac{0{,}47 \cdot 0{,}30 \cdot 0{,}40}{\left(0{,}47 \cdot 0{,}30 + 0{,}47 \cdot 0{,}40 + 0{,}30 \cdot 0{,}40\right)} = \frac{0{,}0564}{\left(0{,}141 + 0{,}188 + 0{,}12\right)} = 0{,}123 \frac{N}{mm^3}$$

Til tross for stivt ballastsiffer på grunn av fjellgrunn i underbygningen med til dels frosset ballast viser det resulterende ballastsifferet lav verdi; dvs. at sporkonstruksjonen har høy elastisitet. Dette er forårsaket av de elastiske sjiktene.
Den karakteristiske lengde i en Winkler bjelke beregnes for en 60 kgs skinne (60E1 eller 60E2):

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Svilleavstand a = 520 mm

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2{,}10 \cdot 10^5 \cdot 3038 \cdot 10^4}{\frac{0{,}37 \cdot 10^5}{520}}} \quad = 774\ mm$$

Betongsvillen skal fungere for vogner i tungtrafikk med akselavstand 1778 mm (tilnærmet 1800 mm) med aksellast på 35 tonn på Ofotbanen.
For nedbøyningsberegning fra hjulkraft benyttes formel:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Den halve bølgelengde til sporet:

$$\frac{3}{4} \cdot \Pi \cdot L = 0{,}75 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}774 = 1{,}83\ m$$

Lengde mellom hjulakslene er 1,79 m. Dette medfører last fra naboaksler på belastet sted.
Forholdet mellom akselavstand/karakteristisk lengde uttrykkes i radianer:

$$\xi 1 = \frac{x1}{L} = \frac{1{,}79}{0{,}774} = 2{,}31$$

Dette gir vinkel:

$$\alpha 1 = \frac{\xi 1}{2 \cdot \Pi} \cdot 360 = 132{,}60^\circ$$

Faktor for nedbøyning fra naboaksel:

$$\eta 1 = \frac{(\sin(\alpha 1) + \cos(\alpha 1))}{e^{\xi 1}} = \frac{0{,}736 - 0{,}677}{10{,}07} = 0{,}0055$$

Faktor for økning av moment fra naboaksel:

$$\mu 1 = \frac{(\cos(\alpha 1) - \sin(\alpha 1))}{e^{\xi 1}} = \frac{-0{,}677 - 0{,}736}{10{,}07} = -0{,}140$$

Hjulkraften Q_0 settes lik 180,00 kN.
Beregning av nedbøyning av skinne under betraktet lokasjon:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}}$$

$$y_0 = \frac{180{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 10^6}{2 \cdot 0{,}37 \cdot 10^5 \cdot 774} = 1{,}63\ mm$$

Resulterende kraft i svillesete for skinne når naboaksler blir tatt med:

$$P_0 = k_{STAT1} \cdot \sum_i \eta_i \cdot y_0 = 0{,}37 \cdot 10^5 \cdot (1{,}000 + 2 \cdot 0{,}0055) \cdot 1{,}63 = 61{,}00\ kN$$

Lastfordelingsfaktoren bestemmes iht. EN 13230-6:2015 (E) Anneks A (informativ):

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{61{,}00}{180{,}00} = 0{,}34$$

Lastfaktoren er å betrakte som lav. Årsaken ligger i at det er forutsatt flere elastiske sjikt.

Normen EN 13230-6 (E) Anneks A anbefaler på generelt grunnlag en fordelingsfaktor lik 0,38 for 60 kgs skinner uten bruk av svillematter.

Ifølge ovennevnte beregninger bidrar svillematte til en bedre lastfordelingsfaktor.
I det etterfølgende vil anbefalt verdi k_d = 0,38 bli benyttet.

2.9.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230-6:2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

k_r = 1,35

2.9.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv

Normen EN 13230-6:2015 (E), Anneks A (informativ) benyttes formel:

$$k_V = 0{,}25 + \frac{V - 60}{280}$$

For hastighet < 60 km/h blir:

$K_V = 0,25$

Faktor for redusering av spissbelastning på grunn av elastiske egenskaper til mellomlegget
På grunn av relativ høy stivhet (som er nødvendig) benyttes faktor:

$$k_P = 1,00$$

Beregning av dynamisk svillesetekraft

$$P_K = Q_0 \cdot (1 + (k_P \cdot k_V)) \cdot k_D \cdot k_R$$
$$P_K = 180,00 \cdot (1 + (1,00 \cdot 0,25)) \cdot 0,38 \cdot 1,35 = 115,50\ kN$$

Svillesetekraften blir den samme som i tilfelle 1. Dette medfører de samme bøyemomenter i svilleende over svillesete og i svillemidt. Det vises til tilfelle 1.

2.10 Beregning av belastning på sville uten svillematte

Det gjennomføres en beregning av belastning på sville uten svillematte.
For beregning av den resulterende fjærstivhet k_{STAT} blir det normalt tatt utgangspunkt i det lokale ballastsifferet C_B som også inkluderer egenskapene til underlaget. Årsaken er at størrelsen på denne parameterverdien er vel kjent gjennom utallige målinger for ulike forhold for ballast og undergrunn. Aspektet er utførlig beskrevet i litteraturen. C_B har dimensjon N/mm^3. Fjærstivheten i dette sjiktet beregnes:

$$k_B = \frac{1}{2} \cdot F_{BELASTET} \cdot C_B \quad (N/mm)$$

Med dette beregnes den globale fjærstivhet:

$$\frac{1}{k_{STAT}} = \frac{1}{k_{RP}} + \frac{1}{k_B}$$
$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_B}{k_{RP} + k_B} \quad \left(\frac{N}{mm}\right)$$

Det globale ballastsifferet beregnes:

$$C_{STAT1} = \frac{k_{STAT}}{\frac{F_{BELASTET}}{2}} = 2 \cdot \frac{k_{STAT}}{F_{BELASTET}} \quad \left(\frac{N/mm}{mm^2} = \frac{N}{mm^3}\right)$$

Termen k_{RP} er fjærstivheten til mellomlegget mellom skinne og sville (N/mm). Videre er k_B fjærstivheten i ballastlaget med underbygning (N/mm).
Ballaststivheten β (N/mm^2) som defineres som forholdet mellom fjærstivhet og svilleavstand (c/a), blir tilsvarende:

$$\beta_{STAT} = \frac{\beta_{RP} \cdot \beta_B}{\beta_{RP} + \beta_B} \quad \left(\frac{N}{mm^2}\right)$$

Fjærstivheten til ballastlaget med undergrunn (normen legger til grunn den totale flaten; ikke antatt belastet flate):

$$k_B = 9 \cdot 10^4 \ (N/mm)$$

Elastisitet for et mellomlegg med kapasitet for redusering av spissbelastning:

$$k_{RP} = 1{,}40 \cdot 10^5 \quad (N/mm)$$

Global elastisitet k_{STAT} for understøttelse av en skinne:

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_B}{k_B + k_{RP}}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9{,}00 \cdot 10^4}{(9 \cdot 10^4 + 1{,}40 \cdot 10^5)}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 9{,}00 \cdot 10^4}{(9\,,00 + 14{,}00) \cdot 10^4} = 0{,}548 \cdot 10^5 \quad (N/mm)$$

Den resulterende flatestivhet (ballastsiffer) beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{2 \cdot k_{STAT}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 0{,}548 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}183 \quad N/mm^3$$

De enkelte flatestivhetene beregnes.

$$C_B = \frac{2 \cdot k_B}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 9{,}00 \cdot 10^4}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}30 \ \frac{N}{mm^3}$$

$$C_{RP} = \frac{2 \cdot 1{,}40 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}47 \ \frac{N}{mm^3}$$

Det utføres en kontrollregning:

$$C_{STAT2} = \frac{C_{RP} \cdot C_B}{C_B + C_{RP}}$$

$$C_{STAT} = \frac{0{,}47 \cdot 0{,}30}{0{,}30 + 0{,}47} = 0{,}183 \ N/mm^3$$

Til tross for stivt ballastsiffer på grunn av fjellgrunn i underbygningen viser det resulterende ballastsifferet moderat verdi; dvs. at sporkonstruksjonen har moderat elastisitet. Dette er forårsaket av de elastiske sjiktene (mellomlegg mellom skinne og sville og ballast med undergrunn).
Den karakteristiske lengde i en Winkler bjelke beregnes med skinne 60E1:

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Svilleavstand a = 520 mm

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2{,}10 \cdot 10^5 \cdot 3038 \cdot 10^4}{\frac{0{,}548 \cdot 10^5}{520}}} = 702\ mm$$

Betongsvillen skal fungere for vogner i tungtrafikk med akselavstand 1778 mm (tilnærmet 1800 mm) med aksellast på 35 tonn på Ofotbanen.
For nedbøyningsberegning fra hjulkraft benyttes formel:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot c_{tot} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Den halve bølgelengde til sporet:

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 0{,}75 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}702 = 1{,}65\ m$$

Lengde mellom hjulakslene er 1,79 m. Dette betyr at last fra naboaksler ikke behøver å bli betraktet på belastet sted.
Beregning av nedbøyning på belastet sted:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}}$$

$$y_0 = \frac{180{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 10^6}{2 \cdot 0{,}548 \cdot 10^5 \cdot 702} = 1{,}22\ mm$$

Resulterende kraft i svillesete for skinne:

$$P_0 = k_{STAT} \cdot \sum_i \eta_i \cdot y_0 = 0{,}548\ \ 10^5 \cdot 1{,}22 = 66{,}90\ kN$$

Lastfordelingsfaktor beregnes iht. EN 13230-6:2015 (E) Anneks A (informativ):

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{66{,}90}{180{,}00} = 0{,}37$$

Lastfaktoren er å betrakte som lav. Årsaken ligger i at det er forutsatt flere elastiske sjikt.

Normen EN 13230-6 (E) Anneks A anbefaler på generelt grunnlag en fordelingsfaktor lik 0,38 for 60 kgs skinner uten bruk av svillematter.

I det etterfølgende vil anbefalt verdi k_d = 0,40 bli benyttet.

2.10.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230-6:2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

k_r = 1,35

2.10.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv

Normen EN 13230-6:2015 (E), Anneks A (informativ) benyttes formel:

$$k_V = 0{,}25 + \frac{V - 60}{280}$$

For hastighet < 60 km/h blir:

$K_V = 0{,}25$

Faktor for redusering av spissbelastning på grunn av elastiske egenskaper til mellomlegget
På grunn av relativ høy stivhet (som er nødvendig) benyttes faktor:

$$k_P = 1{,}00$$

Beregning av dynamisk svillesetekraft

$$P_K = Q_0 \cdot (1 + (k_P \cdot k_V)) \cdot k_D \cdot k_R$$
$$P_K = 180{,}00 \cdot (1 + (1{,}00 \cdot 0{,}25)) \cdot 0{,}40 \cdot 1{,}35 = 121{,}50\ kN$$

2.11 Tilstand for frosset ballast

I tilfellet av hard undergrunn og til dels frosset ballast blir lastfordelingen kort og aspektet gir større belastning på svillen. Dette er ikke en del av normen.
Det gjennomføres en tilsvarende beregning med k_B lik $12 \cdot 10^4$ N/mm.
For øvrige elastiske sjikt benyttes de samme parametere som i forrige eksempel.
For mellomlegget mellom skinne og sville benyttes $k_{RP} = 1{,}40 \cdot 10^5$ N/mm (140 kN/mm).
Global elastisitet:

$$k_{STAT} = \frac{k_{RP} \cdot k_B}{k_B + k_{RP}}$$

$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 12{,}00 \cdot 10^4}{(12{,}00 \cdot 10^4 + 1{,}40 \cdot 10^5)}$$
$$k_{STAT} = \frac{1{,}40 \cdot 10^5 \cdot 12{,}00 \cdot 10^4}{(12\ ,00 + 14{,}00) \cdot 10^4} = 0{,}646 \cdot 10^5 \quad (N/mm)$$

Den resulterende flatestivhet (ballastsiffer) beregnes:

$$C_{STAT} = \frac{2 \cdot k_{STAT}}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 0{,}646 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}215 \quad N/mm^3$$

De enkelte flatestivhetene beregnes.

$$C_B = \frac{2 \cdot k_B}{F_{BELASTET}} = \frac{2 \cdot 12{,}00 \cdot 10^4}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}40\ \frac{N}{mm^3}$$

$$C_{RP} = \frac{2 \cdot 1{,}40 \cdot 10^5}{0{,}60 \cdot 10^6} = 0{,}47\ \frac{N}{mm^3}$$

Det utføres en kontrollregning:

$$C_{STAT} = \frac{C_{RP} \cdot C_B}{C_B + C_{RP}}$$

$$C_{STAT} = \frac{0{,}47 \cdot 0{,}40}{0{,}40 + 0{,}47} = 0{,}216\ N/mm^3$$

Til tross for stivt ballastsiffer på grunn av fjellgrunn i underbygningen viser det resulterende ballastsifferet moderat verdi; dvs. at sporkonstruksjonen har moderat elastisitet. Dette er forårsaket av de elastiske sjiktene (mellomlegg mellom skinne og sville og ballast med undergrunn).
Den karakteristiske lengde i en Winkler bjelke beregnes med skinne 60E1:

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot E_R \cdot I_R}{\frac{k_{STAT}}{a}}} \quad (mm)$$

Svilleavstand a = 520 mm

$$L_{el} = \sqrt[4]{\frac{4 \cdot 2{,}10 \cdot 10^5 \cdot 3038 \cdot 10^4}{\frac{0{,}646 \cdot 10^5}{520}}} = 673\ mm$$

Betongsvillen skal fungere for vogner i tungtrafikk med akselavstand 1778 mm (tilnærmet 1800 mm) med aksellast på 35 tonn på Ofotbanen.
For nedbøyningsberegning fra hjulkraft benyttes formel:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}} \quad (mm)$$

Den halve bølgelengde til sporet:

$$\frac{3}{4} \cdot \prod \cdot L = 0{,}75 \cdot 3{,}14 \cdot 0{,}673 = 1{,}60\ m$$

Lengde mellom hjulakslene er 1,79 m. Dette betyr at last fra naboaksler ikke behøver å bli betraktet på belastet sted.
Beregning av nedbøyning på belastet sted:

$$y_0 = \frac{Q_0 \cdot a}{2 \cdot k_{STAT} \cdot L_{el}}$$

$$y_0 = \frac{180{,}00 \cdot 0{,}52 \cdot 10^6}{2 \cdot 0{,}646 \cdot 10^5 \cdot 673} = 1{,}08\ mm$$

Resulterende kraft i svillesete for skinne:

$$P_0 = k_{STAT} \cdot \sum_i \eta_i \cdot y_0 = 0{,}646\ \ 10^5 \cdot 1{,}08 = 69{,}80\ kN$$

Lastfordelingsfaktor beregnes iht. EN 13230-6:2015 (E) Anneks A (informativ):

$$k_d = \frac{P_0}{Q_0} = \frac{69{,}80}{180{,}00} = 0{,}39$$

Lastfaktoren er å betrakte som moderat til høy. Årsaken ligger i at det er forutsatt flere elastiske sjikt.
Normen EN 13230-6 (E) Anneks A anbefaler på generelt grunnlag en fordelingsfaktor lik 0,38 for 60 kgs skinner uten bruk av svillematter.
I det etterfølgende vil anbefalt verdi k_d = 0,40 bli benyttet.

2.11.1 Effekt av feil i ballast mht. samvirke sville/ballast k_r

Utilstrekkelig samvirke mellom sville og ballast medfører dynamisk tilleggsbelastning på betongsviller. Iht. EN 13230-6:2015 (E), anneks A (informativ) regnes med en faktor:

k_r = 1,35

2.11.2 Innflytelse av hastighet og sporstandard kv

Normen EN 13230-6:2015 (E), Anneks A (informativ) benyttes formel:

$$k_V = 0{,}25 + \frac{V - 60}{280}$$

For hastighet < 60 km/h blir:

K_V = 0,25

Faktor for redusering av spissbelastning på grunn av elastiske egenskaper til mellomlegget
På grunn av relativ høy stivhet (som er nødvendig) benyttes faktor:

$$k_P = 1{,}00$$

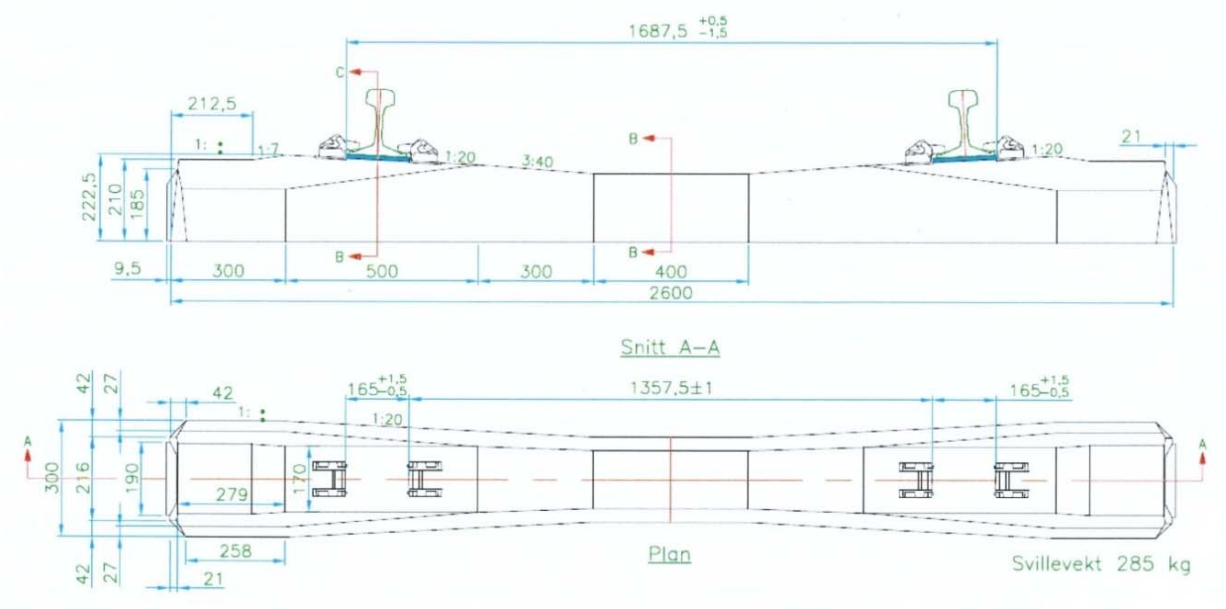
Beregning av dynamisk svillesetekraft

$$P_K = Q_0 \cdot (1 + (k_P \cdot k_V)) \cdot k_D \cdot k_R$$
$$P_K = 180{,}00 \cdot (1 + (1{,}00 \cdot 0{,}25)) \cdot 0{,}40 \cdot 1{,}35 = 121{,}50\ kN$$

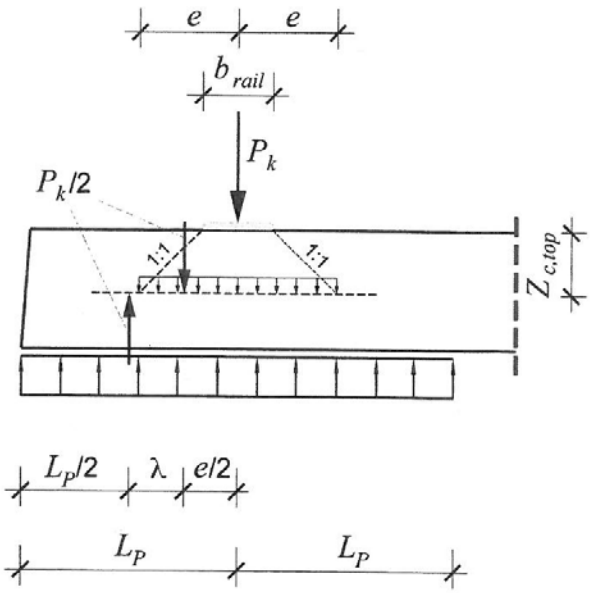
2.12 Beregning av bøyemomenter i sville

Det benyttes algoritmene i EN 13230 – 6: 2015 (E), Anneks A (informativ).
EN 13230 – 6: 2015 forutsetter en faktor $k_{i,\,r}$ = 1,60 for betraktning av irregulariteter langs svillen i samvirke sville og ballast.
Momenter beregnes i seksjon for svillesete og svillemidt.

2.12.1 Seksjon for skinnesete



Figur 2.12-A: Betongsville JBV 60



Figur 2.12-B: Modell for beregning av bøyningsmoment i seksjon for skinnesete

Iht. Figur 2.12-B må følgende parametere beregnes:

$$2 \cdot e = b_{skinne} + 2 \cdot z_{c,top} = 150 + 2 \cdot 105 = 360 \; mm$$

Parameteren L_P beregnes:

$$L_P = \frac{L - c}{2} = \frac{2600 - 1510}{2} = 545 \; mm$$

$$\lambda = \frac{L_P - e}{2} = \frac{545 - 360/2}{2} = 182{,}50 \; mm$$

For momentberegning må regnes med en faktor $k_{i,\ r}$ = 1,60 langs svillen på grunn av irregulariteter i ballasten.
Dermed blir det utkragede moment fra svilleenden med maksimal dynamisk kraft:

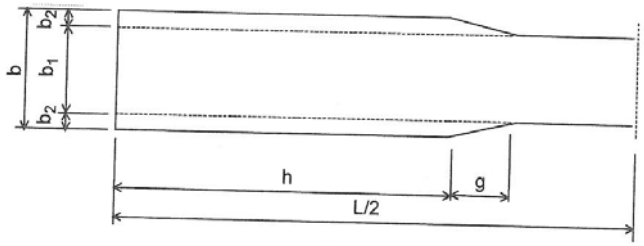
$$M_{k,r,pos} = k_{i,r} \cdot \lambda \cdot \frac{P_K}{2} = 1{,}60 \cdot 0{,}1825 \cdot \frac{121{,}50}{2} = 17{,}74\ kNm$$

Det regnes også med et negativt bøyemoment i området for skinnesete:

$$M_{k,r,neg} = 0{,}50 \cdot M_{k,r,pos} = 0{,}50 \cdot 17{,}74 = -\ 8{,}87\ kNm$$

2.12.2 Seksjon svillemidt

For beregning av moment i sviilemidt for en sville med varierende bredde og med rektangulær fordeling av lasten inkludert 50 % reduksjon av lastantakelsen i senterseksjonen benyttes formel (UIC 713 1st edition, November 2004). Det er valgt å benytte denne standarden på dette aspektet da det er mye bedre forklart enn i CEN normen. Det vises til Figur 2.12-C.



Figur 2.12-C: Geometri for sville for beregning av moment i svillemidt

$$M_{k,c,neg} = k_{i,c} \cdot P_K \cdot \left(\frac{c}{2} - \frac{L}{2} + \frac{b_1 \cdot L^2/8 + b_2 \cdot \left(h^2 + g \cdot h + g^2/3\right)}{b_1 \cdot L/2 + b_2 \cdot \left(2 \cdot h + g\right)} \right)$$

Det er følgende betegnelser (verdier for sville JBV 60 i parentes i (m)):

- Avstand mellom senter av skinnehodene: c (1,50)
- Lengde av sville: L (2,60)
- Bredde av innsnevret seksjon av sville (underkant): b_1 (0,216)
- Supplerende bredde på hver side av seksjon for skinnesete (underkant): b_2 (0,042)
- Lengde av bredde i seksjon ved svilleende: h (0,30)
- Lengde av sville med varierende bredde (trapes): g (0,80)
- Verdiene settes inn i formel:

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 121{,}50 \cdot \left(\frac{1{,}50}{2} - \frac{2{,}60}{2} + \frac{0{,}216 \cdot 2{,}60^2/8 + 0{,}042 \cdot \left(0{,}30^2 + 0{,}80 \cdot 0{,}30 + 0{,}80^2/3\right)}{0{,}216 \cdot 2{,}60/2 + 0{,}042 \cdot \left(2 \cdot 0{,}30 + 0{,}80\right)} \right)$$

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 121{,}50 \cdot \left(\frac{1{,}50}{2} - \frac{2{,}60}{2} + \frac{0{,}183 + 0{,}042 \cdot \left(0{,}09 + 0{,}24 + 0{,}21\right)}{0{,}28 + 0{,}0588} \right)$$

$$M_{k,c,neg} = 1{,}60 \cdot 121{,}50 \cdot \left(0{,}75 - 1{,}30 + \frac{0{,}183 + 0{,}0227}{0{,}339} \right) = 1{,}60 \cdot 121{,}50 \cdot 0{,}0568 = 11{,}04\ kNm$$

$$M_{k,c,neg} = 11{,}04\ kNm$$

Bøyemomentet er negativt:

$$M_{k,c,neg} = -11{,}04\ kNm$$

Det oppstår også et positivt bøyemoment som kan antas å være:

$$M_{k,c,pos} = 0{,}70 \cdot M_{k,c,neg} = 0{,}70 \cdot 11{,}04 = 7{,}73\ kNm$$

Sammenstilling av beregningene (etter UIC code 713 R 2.3.10, formel [4.2]):

Tabell 2.12-A: Sammenstilling av beregningene

Betongsville JBV 60, l = 2600 mm, m = ca. 285 kg, F = 679 200 mm^2 Svillematter					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i, r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	115,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k, r, pos}$ = + 16,86 kNm	Negativt $M_{k, r, neg}$ = - 8,43 kNm	Positivt $M_{k, c, pos}$ = = + 7,35 kNm	Negativt $M_{k, c, neg}$ = - 10,50 kNm	Identisk med normal belastning

Tabell 2.12-B: Sammenstilling av beregningene

Betongsville JBV 60, l = 2600 mm, m = ca. 285 kg, F = 679 200 mm^2 Ikke bruk av svillematter					
Parameter	Skinnesete		Feltmidt		Bemerkning
Faktor $k_{i, r}$	1,60		1,60		
Dynamisk kraft i skinnesete P_K	121,50 kN		Ikke relevant		
Karakteristik bøyemoment	Positivt $M_{k, r, pos}$ = + 17,74 kNm	Negativt $M_{k, r, neg}$ = - 8,87 kNm	Positivt $M_{k, c, pos}$ = = + 7,73 kNm	Negativt $M_{k, c, neg}$ = - 11,04 kNm	Identisk med normal belastning

Svillemattene gir et viktig bidrag til å redusere bøyemomentene i svilleende under svillesete og i feltmidt.

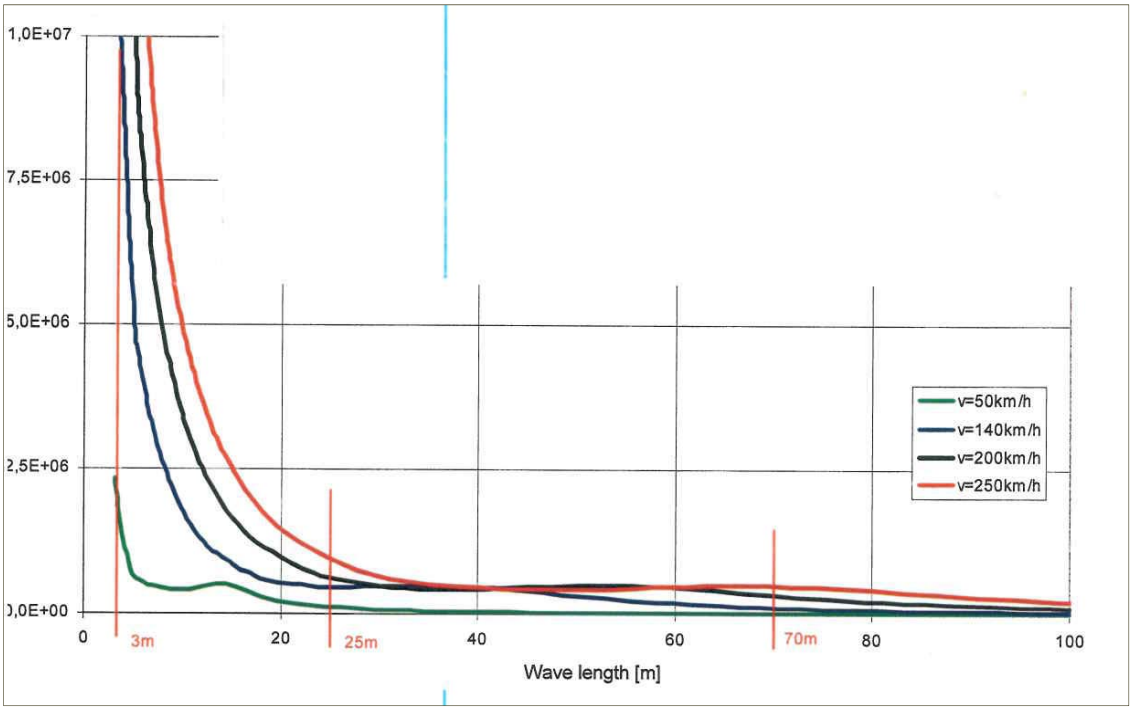
3 SPORKONSTRUKSJON MED SVILLEMATTER, SPORDYNAMIKK

3.1 Innledning

Det vurderes og anbefales bruk av relativt harde svillematter i overbygningskonstruksjonen i forbindelse med innføring av 35 tonns aksellast ved sporfornyelse på Ofotbanen. Dette begrunnes med ønske om å oppnå bedre kontakt mellom betongsvillens underside og pukksteinene i det øverste ballastlaget. Det vil dermed være 3 elastiske sjikt i overbygningen som er mellomleggsplate mellom skinne og betongsville, svillematte og ballastlaget med underbygning. Svillemattene vil få innflytelse på viktige vurderingsparametere knyttet til overbygningen ved framføring av tunge tog i lave hastigheter. Viktige vurderingsparametere er momentbøyning av skinne, skinnespenning i underkant skinnefot, nedbøyning av skinne, bøyemomenter i svilleende under svillesete for skinner og i feltmidt på betongsvillen, bølger i sporet med vertikale pilhøyder i det korte bølgespekteret 3 – 25 m og ruhet på skinnehodet ved korte lengder samt sporets resonansfrekvenser.
Svillemattene vil være pålimt betongsvillens underside.

Spordynamisk betydning av bølgelengder til sporet og lengde av ruhet på skinnehodet

Korte bølgelengder i sporet fører til større dynamiske belastninger. I Figur 3.1-A er vist en felles beskatningsparameter for dynamisk økning ved korte bølgelengder. Det er tydelig at belastningen blir meget stor for korte bølgelengder ned mot 3 m; dette gjelder også til dels for lave hastigheter (grønn graf som indikerer 50 km/h).



Figur 3.1-A: Beskatningsparameter for sporkonstruksjon og rullende materiell som funksjon av bølgelengder og hastighet (Forskningssjef ved SIEMENS boggi fabrikker i Graz, Østerrike, Dr. Ing. A. Haigermoser i et UIC seminar i Paris)

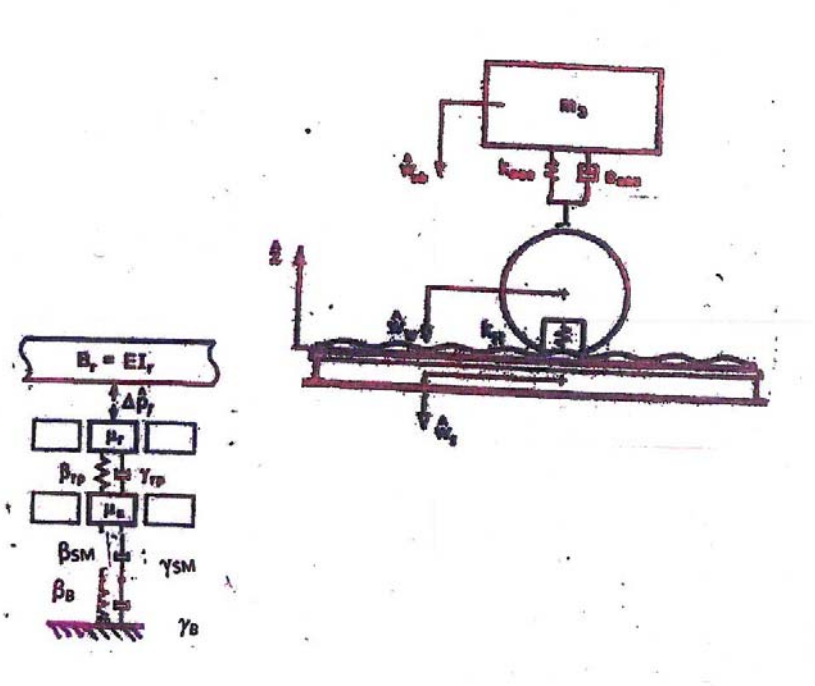
Kortere bølgelengder i forbindelse med ruhet på skinnehodet vil også føre til økte dynamiske belastninger.

3.2 Vurdering

Sporets reseptans (m/N) og sporets 1. resonansfrekvens ved lav framføringshastighet i korte bølgelengder i bølgespekteret 3 – 25 m i sporet gir dynamiske belastninger og akselerasjonsbevegelser på skinnene. Skinnene vil få vertikale bevegelser i alle fall mellom boggiene, men trolig også internt mellom hjulakslene i boggiene.
Sporets 2. resonansfrekvens vil opptre i forbindelse med korte bølgelengder på skinnehodet med definert dybde (ruhet).

3.3 Gjennomføring av beregninger for et dynamisk system

Figur 3.3-A viser dynamisk modell for rullende materiell og spor i samvirke.
Vognen modelleres som 1/8 – vogn inkludert boggiramme, og ½ hjulaksel med sekundæroppheng med fjærstivheter og dempingsegenskaper. Primæropphenget blir ikke vurdert i denne analysen.
Sporet modelleres med skinnemasse og svillemasse samt med 3 elastiske sjikt som er mellomlegg mellom skinne og betongsville, svillematte og ballast med undergrunn. Svillematte og ballast med underbygning er forbundet med hverandre i en seriekopling. Det er antatt egenskaper relatert til fjærstivhet og demping for de elastiske sjikt.



Figur 3.3-A: Modellering av dynamisk belastning på sporkonstruksjon ved betraktning av frekvenser relatert til bølgelengder i sporet og ruhet på skinnehodet samt hastighet

3.4 Parameterverdier

Beregningsmodellen gjør bruk av omfattende parametere relatert til vognmateriell i malmtrafikk på Ofotbanen og til sporet med elastiske sjikt. Relevante parametere er gitt i Tabell 3.4-A og Tabell 3.4-B.

Tabell 3.4-A: Vognmateriell

1/8 vognkasse for hvert hjul, vekt: kg	Boggi vekt er inkludert i vognkasse	Hjulaksel vekt; uavfjæret masse: kg	Sekundær stivhet vognkasse: N/m	Sekundær demping vognkasse: Ns/m	Primær stivhet hjulaksel: N/m	Primær demping hjulaksel Ns/m
17500	inkludert	1350	2160000	160000		

Tabell 3.4-B: Spordata med svillematter

Skinne masse: kg/m	Sville; vekt: kg	Mellom-legg stivhet: N/m	Mellom-legg demping: Ns/m	Sville-matte, stivhet N/m	Sville-matte, demping: Ns/m	Ballast, stivhet: N/m	Ballast-matte demping: Ns/m
60.30	270.00	1.40×10^8	5.00×10^3	9.00×10^7	3.00×10^3	9.00×10^7	3.00×10^3

3.5 Sporets resonansfrekvenser

Det er beregnet sporets resonansfrekvenser for sporkonstruksjonen (1. og 2. resonansfrekvens):

Tabell 3.5-A: Resonansfrekvenser for sporet

Første resonansfrekvens (Hz)	82
Andre resonansfrekvens (Hz)	375

Sporkonstruksjonen har fornuftige verdier relatert til de nederste resonansfrekvensene.

3.6 Sporets reseptans, statisk og dynamisk ballastsiffer, formel for beregning av dynamisk vertikalkraft på sporet

Egenskaper til et spor uttrykkes i sporets reseptans (m/N) som er den inverse verdi av dynamisk ballastsiffer (N/m^2). Beregningene dokumenterer at det dynamiske ballastsifferet er omtrent det som det statiske ballastsifferet i det nedre frekvensområdet.
Sporets reseptans er en overføringsfunksjon for beskrivelse av frekvensrelatert opptreden. Med tillegg av vognkonstruksjonens reseptans og Hertz kontaktstivhet beregnes den dynamiske vertikalkraft i en kompleks analyse iht. formel:

$$\Delta\hat{Q} = \frac{\Delta\hat{z}}{H_r(i\Omega) + H_w(i\Omega) + \frac{1}{k_h}}$$

Termene betyr:

H_r (i Ω) er sporets overføringsfunksjon (m/N)
H_w (i Ω) er vogns overføringsfunksjon (m/N)
k_h er Hertz kontaktstivhet (N/m)
Δz er vertikal irregularitet i sporet; eventuelt vertikal ruhet på skinnehodet
ΔQ er dynamisk vertikalkraft (N)

3.7 Dynamisk beregninger i bølgespekter 3 – 25 m med vertikal pilhøydefeil lik 0,006 m (6 mm)

Det er utført omfattende beregninger med vertikal pilhøydefeil Δz = 6 mm som tilsvarer vedlikeholdsgrense i bølgespekteret 3,00 til 25,00 m for parametere relatert til sporkonstruksjonen. I tabellene 4 og 5 er de viktigste parametere vist for spor med spordata1 og for spor med spordata2.

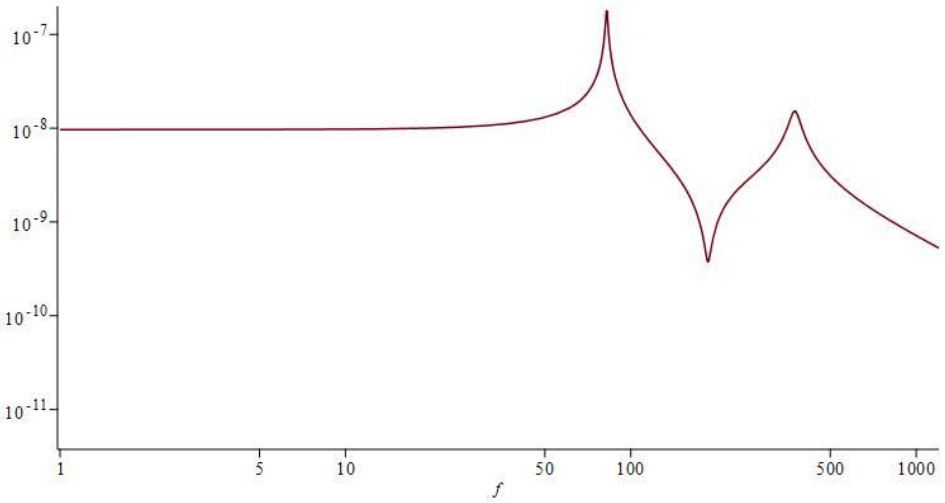
3.7.1 Dynamiske beregninger i relevante bølgespektre på skinnehodet med vertikal ruhet

Det er utført omfattende beregninger med bølger med ruhet på skinnehodet.
Aspektet gir i praksis ikke bidrag til nedbøyning av skinnen. Dette skyldes at sporet stivner dynamisk ved høye frekvenser. Det er antatt ruhet på skinnehodet Δz = 0.00015 m (0.15 mm).

3.7.1.1 Grafer for sporets reseptans, dynamisk ballastsiffer, vognens reseptans, dynamisk vertikalkraft for bølgelengder i sporet i bølgebandet 1,50 – 25,00 m

Figur 3.7-A viser sporets reseptans i dimensjon m/N som funksjon av frekvens.

m / N

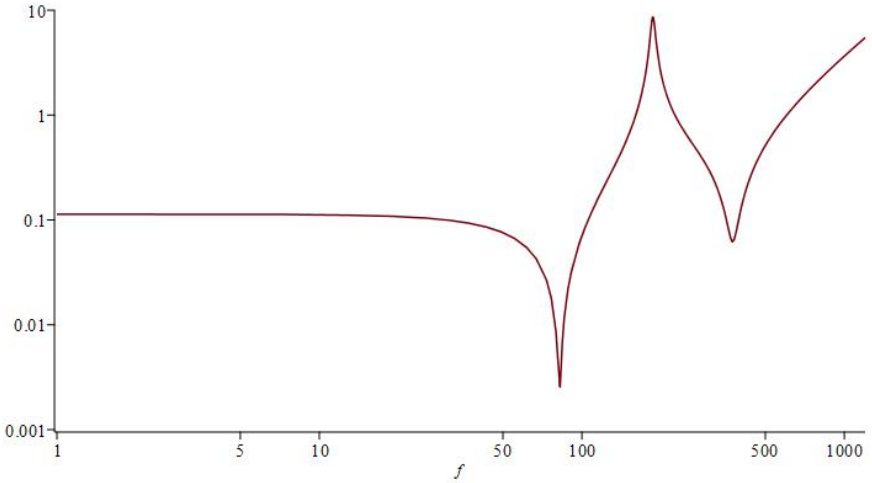


Figur 3.7-A: ***Sporets reseptans som funksjon av frekvens***

Sporets reseptans er den inverse verdi av ballastsifferet. Første resonansfrekvens er beregnet til 82 Hz og andre resonansfrekvens er beregnet til 375 Hz.

Figur 3.7-B viser det dynamiske ballastsifferet C_{DYN} i dimensjon N/mm^3 som funksjon av frekvens.

N / mm^3

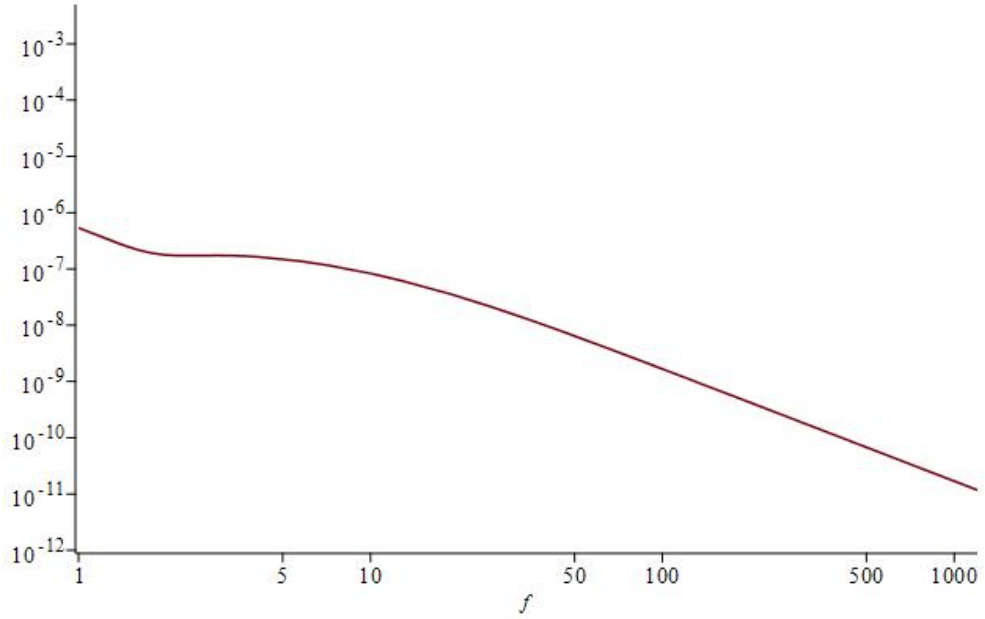


Figur 3.7-B: ***Sporets dynamiske ballastsiffer som funksjon av frekvens***

Sporets dynamiske ballastsiffer er tilnærmet lik det statiske ballastsiffer (0,115 N/mm^3) i nedre frekvensområde. Ved frekvens på 375 Hz gir sporet etter for resonans.

Figur 3.7-C viser vognens reseptans hvor sekundæropphenget er vurdert i en enkel modell.

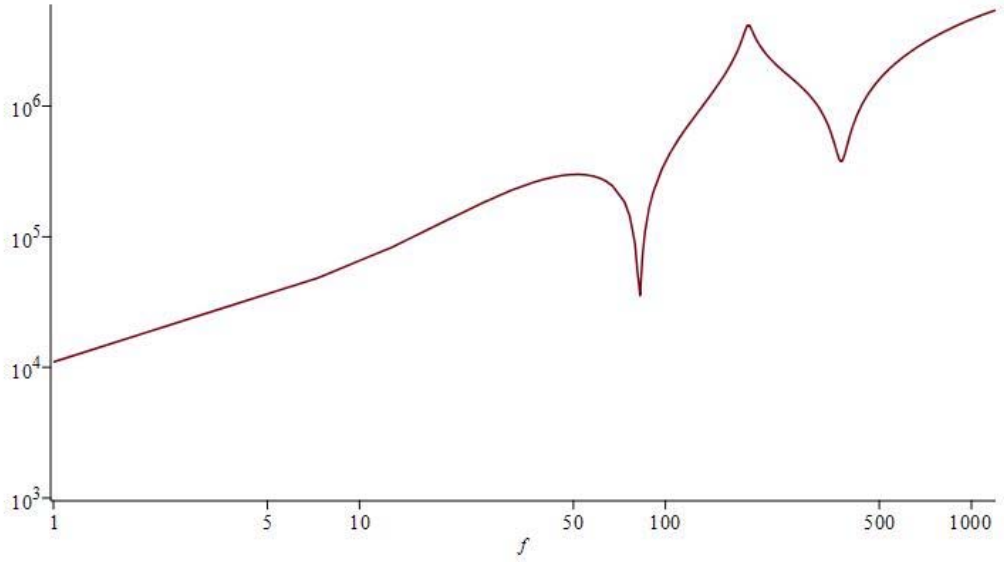
m / N



Figur 3.7-C: ***Vognens reseptans som funksjon av frekvens***

Figur 3.7-D viser variasjonen av den dynamiske vertikalkraft ΔQ (N) som funksjon av frekvens

N



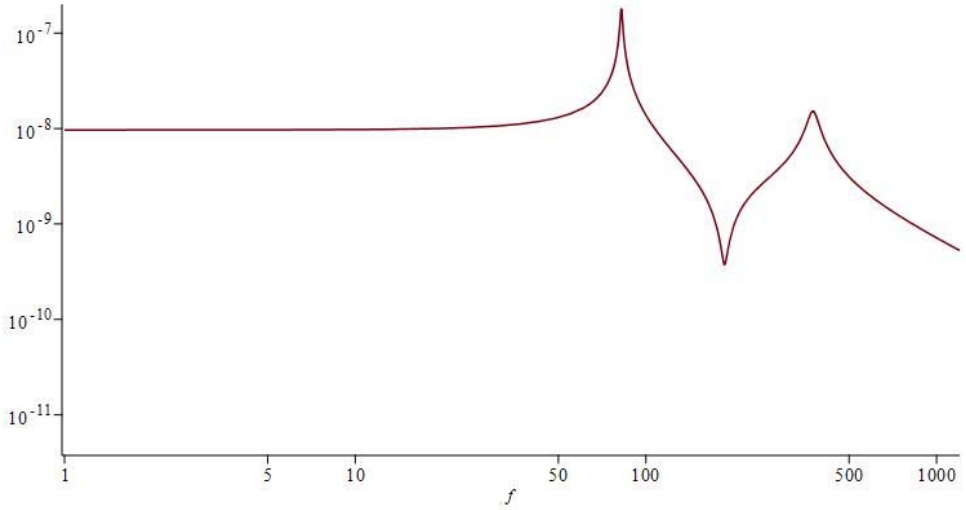
Figur 3.7-D: ***Variasjon av den dynamiske vertikalkraft***

I lavere frekvensnivå er ΔQ beregnet til 10 – 15 kN, men øker raskt opp til ca. 40 kN ved korte bølgelengder i sporet.

3.7.1.2 Grafer for sporets reseptans, dynamisk ballastsiffer, vognens reseptans, dynamisk vertikalkraft for bølgelengder på skinnehode med definert ruhet

Figur 3.7-E viser sporets reseptans i dimensjon m/N som funksjon av frekvens.

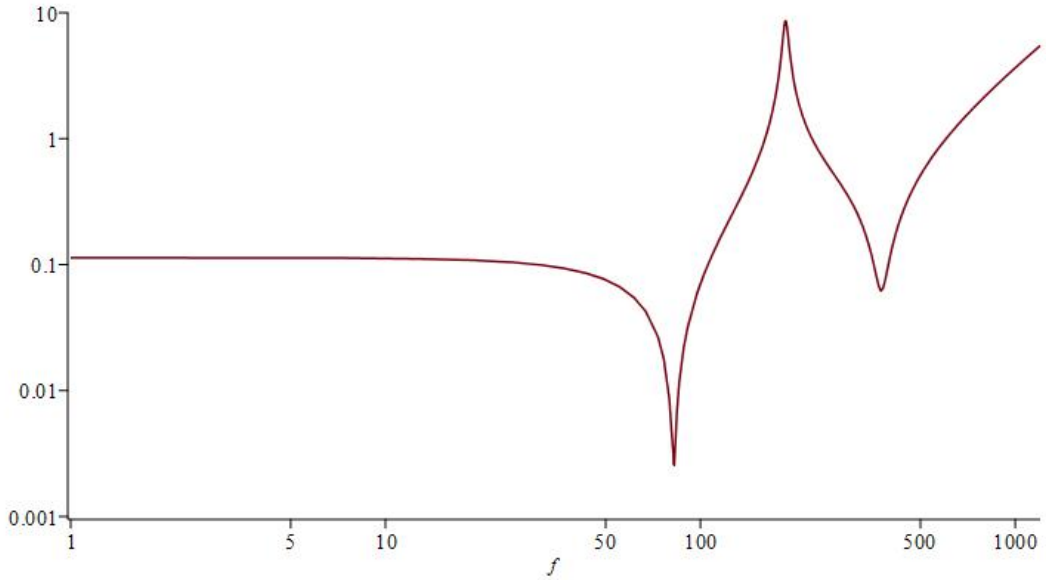
m/N



Figur 3.7-E: ***Sporets reseptans som funksjon av frekvens***

Sporets reseptans er den inverse verdi av ballastsifferet. Første resonansfrekvens er beregnet til 82 Hz og andre resonansfrekvens er beregnet til 375 Hz.

N/mm^3

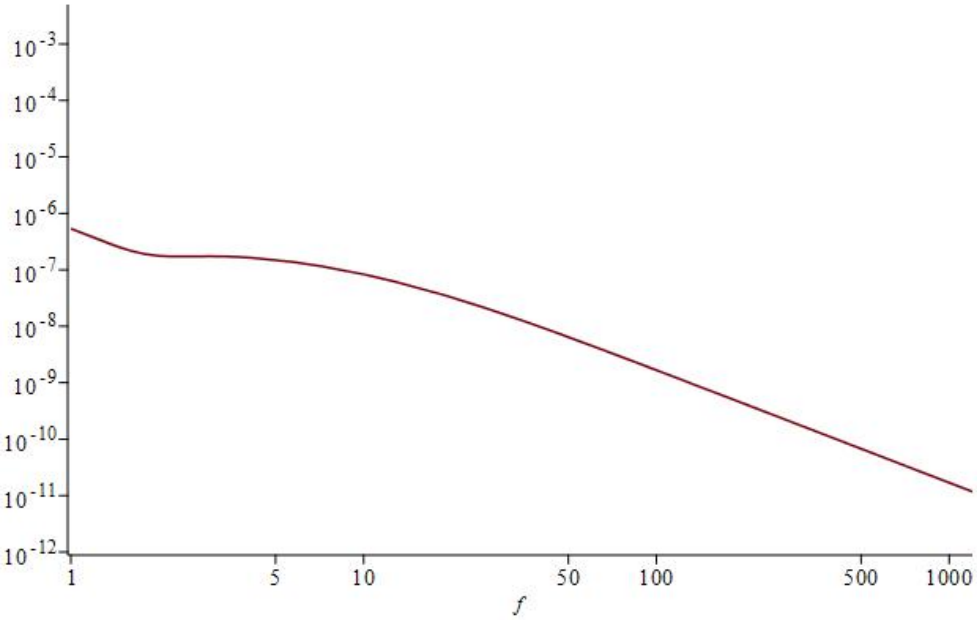


Figur 3.7-F: ***Sporets dynamiske ballastsiffer som funksjon av frekvens***

Sporets dynamiske ballastsiffer er tilnærmet lik det statiske ballastsiffer (0,115 N/mm^3) i nedre frekvensområde. Ved frekvens på 375 Hz gir sporet etter for resonans.

Figur 3.7-G viser vognens reseptans hvor sekundæropphenget er vurdert i en enkel modell.

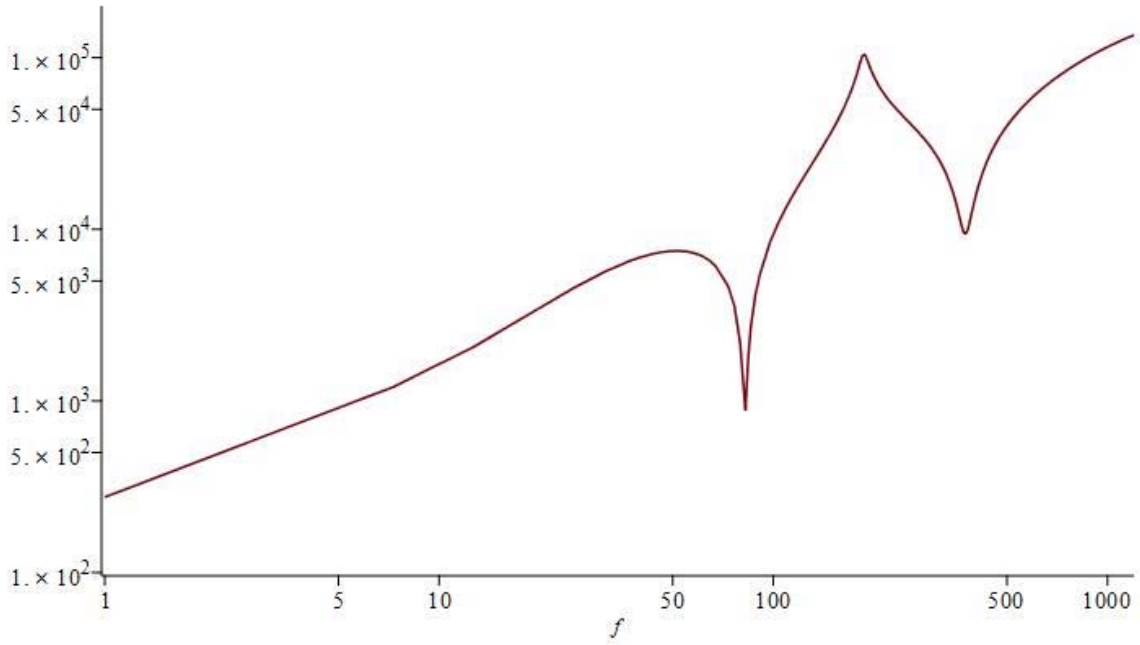
m / N



Figur 3.7-G: ***Vognens reseptans som funksjon av frekvens***

Figur 3.7-H viser variasjonen av den dynamiske vertikalkraft ΔQ (N) som funksjon av frekvens

N

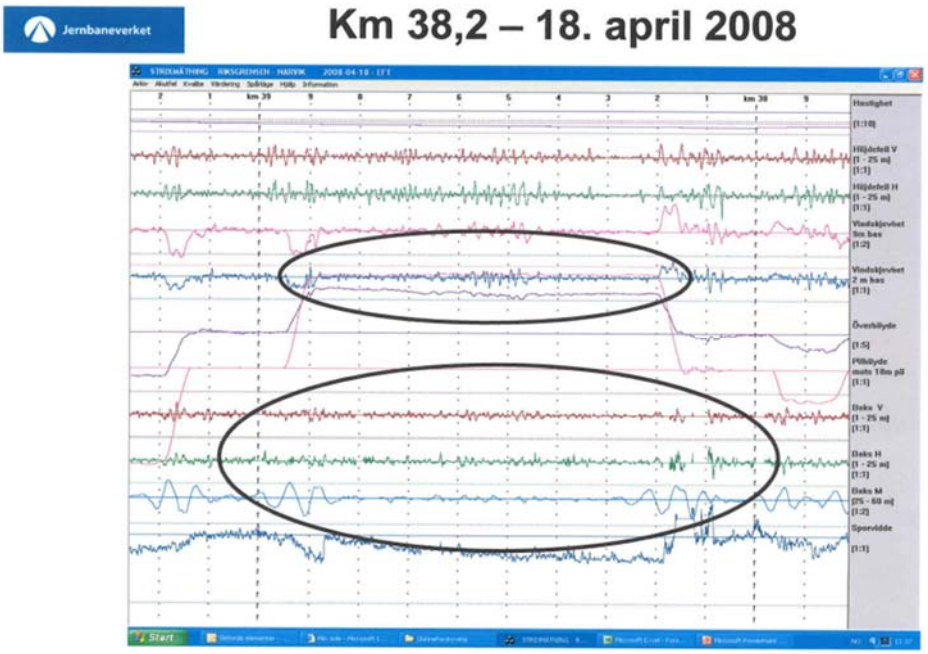


Figur 3.7-H: ***Variasjon av den dynamiske vertikalkraft***

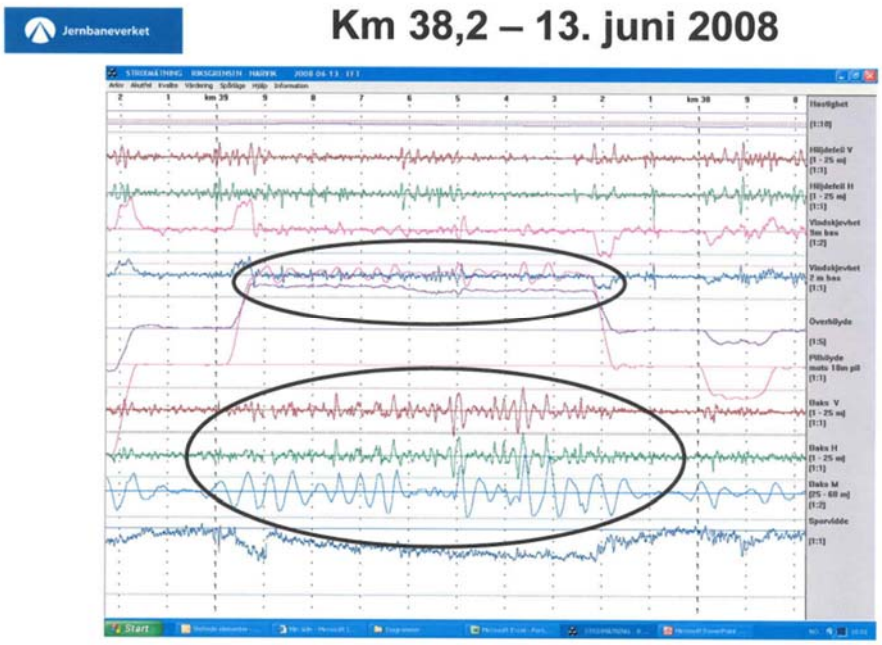
I høyere aktuelle frekvensnivåer er ΔQ beregnet til 60 – 80 kN.

3.8 Verifisering av sporkvalitet like etter pakking og på et senere tidspunkt

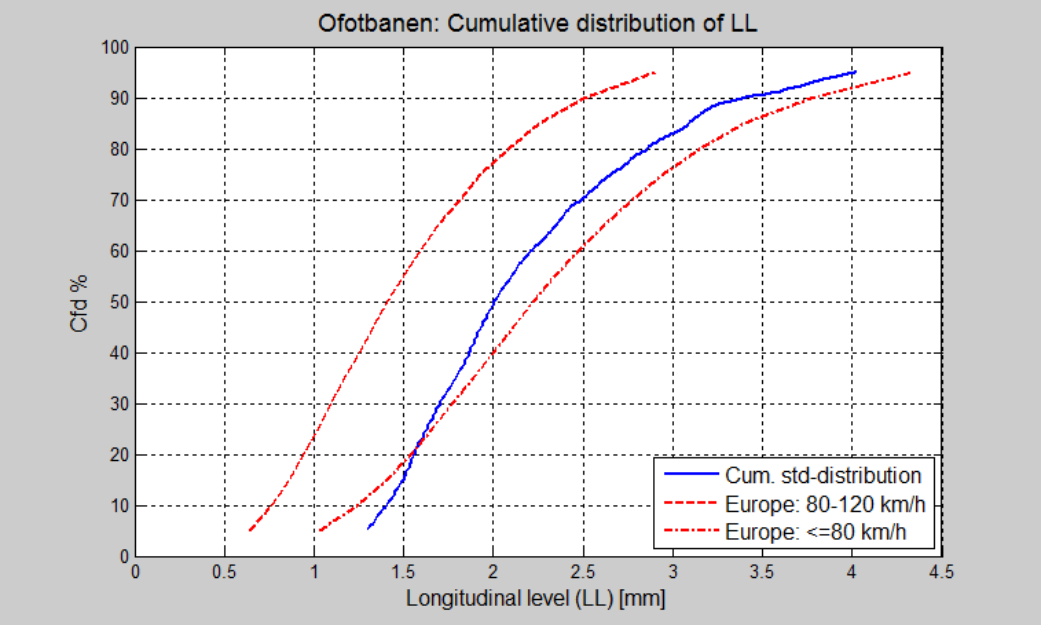
Grafene i målevognsdiagrammene viser at de opptredende vertikale bølger for venstre og høyre skinne er relativt uavhengig av tidspunkt for måling og akkumulert belastning



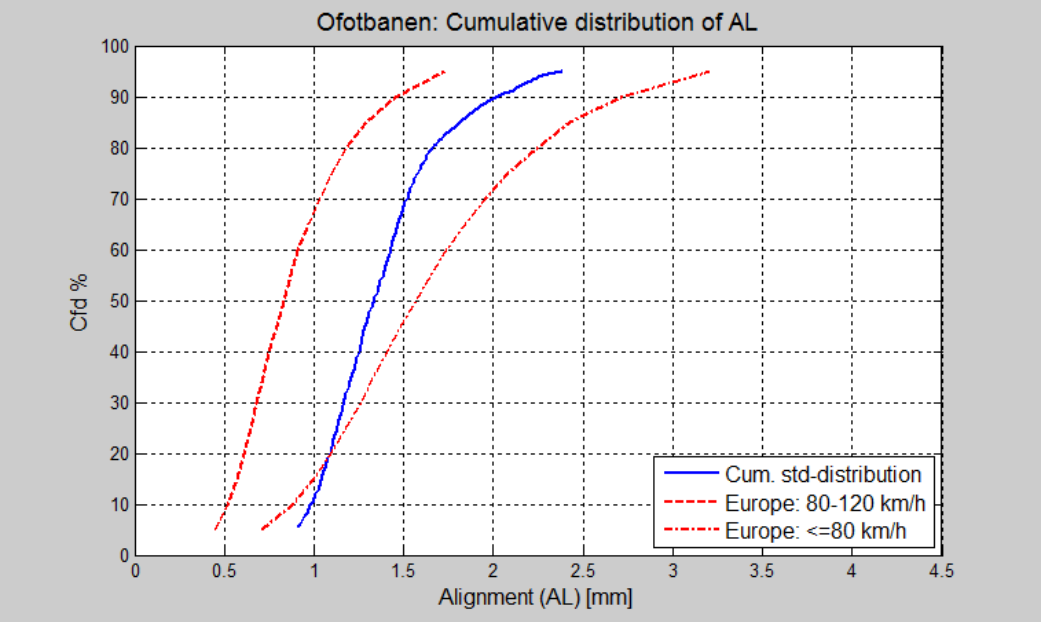
Figur 3.8-A: Grafer for sporets kvalitet registrert ved målevognkjøring like etter *pakking*



Figur 3.8-B: Grafer for sporets kvalitet registrert ved målevognkjøring på et senere tidspunkt



Figur 3.8-C: ***Global analyse for vertikale bølger på Ofotbanen (blå graf)***



Figur 3.8-D: Global analyse for bølger sideveis på Malmbanan (blå graf)

I denne analysen dokumenteres at Ofotbanen har tilfredsstillende sporkvalitet.

Figur 3.8-C er i tråd med observasjonene i Figur 3.8-A og Figur 3.8-B.

4 REFERANSER

[1] EN 13230 – 6: 2015
[2] EN 13230-6:2015 (E) Anneks A
[3] EN 13230-serie: 2015 (E)
[4] Beanspruchungen von Schienen unter statischen, dynamischen und thermischen Belastungen, ZEVrail Glasers Annalen 2003 März/April (Klaus Knothe med medforfattere)
[5] Rollkontaktermüdung; Modelle zur Prognose von Rollkontaktermüdungsschäden an Schienen; EI-Eisenbahningenieur Juli 2009 (Manfred Zacher, DB Systemtechnik AG med medforfattere)
[6] Management and Understanding of Rolling Contact Fatigue, Rail Safety & Standards Board July 2006 (Dr. F. J. Franklin, Newcastle University med medforfattere)
[7] FoU Control of Wheel Rail Contact Stresses (K – 008491); MiW Rail Technology, Sverige 2016
[8] Fundamentals of Wheel / Rail Interaction (Harry Tournay; TTCI)
[9] JVTC Project: Top of Rail-reduction of damages in wheel/rail interaction
[10] Simulation of Top-Of-Rail Friction-Modifier effect on rail curves (Saad Ahmed Khan)