

# Belastningsforsøk – sammenligning av vegslitasje

Forsøk med bruk av tømmervogntog med totalvekt 60 og 74 tonn

STATENS VEGVESENS RAPPORTER

Nr. 804



**Tittel**

Belastningsforsøk – sammenligning av vegslitasje

**Undertittel**

Forsøk med bruk av tømmervogntog med totalvekt 60 og 74 tonn

**Forfatter**

Geir Berntsen

**Avdeling**

Teknologi, Drift og vedlikehold

**Seksjon**

Faggruppe Vegteknologi

**Prosjektnummer**

VVD11665

**Rapportnummer**

Nr. 804

**Prosjektleder**

Heine Andres Arntzen Toftegaard

**Godkjent av**

Leif Jørgen Bakløkk, Brynhild Snilsberg

**Emneord**

bæreevne, nedbrytning, vegslitasje, tømmertransport

**Sammendrag**

Rapporten beskriver gjennomføringen og resultater av to belastningsforsøk utført på fv. 2094 i Våler kommune hvor vegslitasjen for tømmervogntog med bruttovekt 60 tonn (7 akslinger) og 74 tonn (9 akslinger) er sammenlignet.

Belastningsforsøkene ble utført i september 2020 og i teleløsningen i 2021.

En beregningsmodell (4. potens-regelen) viser at kjøretøyene med totalvekt 74 tonn gir mindre vegslitasje enn den andre kjøretøygruppen under normale forhold.

Belastningsforsøkene viser at det motsatte kan være tilfelle for veger med dårlig bæreevne i teleløsningen.

**Title**

Field tests – comparison of pavement damage caused by timber trucks with gross weights of 60 and 74 tons

**Subtitle**

Trials carried out autumn 2020 and spring 2021 on fv 2094 in Våler municipality

**Author**

Geir Berntsen

**Department**

Operations and Maintenance, Technology

**Section**

Research group Road Technology

**Project number**

VVD11665

**Report number**

No. 804

**Project manager**

Heine Andres Arntzen Toftegaard

**Approved by**

Leif Jørgen Bakløkk, Brynhild Snilsberg

**Key words**

load bearing capacity, road wear, pavement damage, timber hauling

**Summary**

The report describes two load tests carried out on fv 2094 in Våler municipality where the pavement damage caused by timber trucks with a gross weight of 60 tons (7 axles) and 74 tons (9 axles) have been compared.

The load tests were carried out in autumn 2020 and in the spring thaw period of 2021. Use of the “4th power law” shows that the vehicles with a gross weight of 74 tons result in less pavement damage compared to the other vehicle group under normal conditions. The load tests shows that the opposite may be the case for roads with poor bearing capacity in the spring thaw period.

## Innholdsfortegnelse

Sammendrag.....	3
1 Bakgrunn .....	7
1.1 Dagens situasjon .....	7
1.2 Prøveordning og belastningsforsøk .....	7
2 Vegslitasje/nedbrytning.....	9
2.1 Generelt .....	9
2.2 Skadetyper .....	9
2.3 Vegens egenskaper .....	11
2.3.1 Teleløsningen .....	12
2.3.2 Pumpeeffekt og effekt av pulserende last .....	13
2.3.3 Andre forhold .....	18
2.4 Belastning fra tunge kjøretøyer - generelt .....	19
3 Målemetoder.....	23
3.1 Falloddsmålinger .....	23
3.2 Tilstandsmålinger .....	25
3.3 Georadar .....	26
4 Andre utredninger .....	29
4.1 Bruk av 4. potensregelen og beregninger utført av Norges Skogseierforbund .....	29
4.2 Mastergradsoppgave «Nedbrytning av veg ved bruk av tømmervogntog med totalvekt opptil 74 tonn», Marit Helene Uppstrøm Kværnmo, NMBU .....	34
5 Belastningsforsøk .....	37
5.1 Beskrivelse av forsøksstrekningen .....	37
5.2 Beskrivelse av belastninger .....	40
5.2.1 Kjøretøyer med 60 t totalvekt.....	41
5.2.2 Kjøretøyer med 74 t totalvekt.....	42

5.3	Belastningsforsøk 1, høsten 2020 .....	42
5.3.1	Innledning.....	42
5.3.2	Belastninger – høst 2020 .....	42
5.3.3	Utførte målinger og klimaforhold .....	44
5.3.4	Resultater – belastningsforsøk 2020 .....	46
5.3.5	Vurderinger av resultatene fra belastningsforsøket høsten 2020 .....	53
5.4	Belastningsforsøk 2, våren 2021 .....	54
5.4.1	Innledning.....	54
5.4.2	Belastninger – vår 2021.....	54
5.4.3	Utførte målinger og klimaforhold .....	57
5.4.4	Resultater – belastningsforsøk høst 2021 .....	59
5.4.5	Strekninger utbedret etter forsøket.....	71
5.4.6	Vurdering av resultatene fra forsøket våren 2021 .....	72
6	Konklusjoner og anbefalinger .....	83
	Referanser.....	89

## Sammendrag

Ved behandling av Stortingsmelding 6 (2016-17) «Verdier i vekst – konkurransedyktig skog- og trenæring» ble det vedtatt 31. januar 2017 å be regjeringen gjennomføre en prøveordning som omfatter kjøring med tømmervogntog med totalvekt opptil 74 tonn. Det overordnede målet med prøveordningen er å gi kunnskap som grunnlag for en anbefaling om hele eller deler av det offentlige vegnettet bør åpnes for 74 tonn tømmervogntog (ref. 13).

Denne rapporten beskriver to belastningsforsøk utført i Våler kommune i Innlandet fylke. I forsøkene er vegslitasjen sammenlignet for kjøretøyer med 60 tonn og 74 tonn totalvekt. Det ene belastningsforsøket er utført under gunstige forhold høsten 2020 og det andre under ugunstige forhold i teleløsningen våren 2021.

Vegidenten for forsøksstrekningen er fv2094, S4D1, m0-4500. Fire tømmervogntog med totalvekt 74 tonn og 9 akslinger, og fem tømmervogntog med totalvekt 60 tonn og 7 akslinger ble benyttet. De tyngste vogntogene hadde en samlet nyttelast på 200 tonn og nyttelasten for den andre gruppen var 190 tonn. Vogntoggruppene kjørte frem og tilbake på forsøksstrekningen i samme kjørefelt.

Det er gjort beregninger av forventet vegslitasje/skader på vegen. Den såkalte 4. potensregelen, som bl.a. benyttes i forbindelse med dimensjonering av veger her i landet, viser at det vil være gunstigst å bruke vogntog med totalvekt 74 tonn, men denne modellen tar ikke hensyn til alle skademekanismer som oppstår i en veg.

Den ukjente faktoren i disse forsøkene er kalt for «pumpeeffekt» og er beskrevet i forskningsprosjektet «ROADEX». Pulserende belastning medfører av vann pumpes oppover i vegkonstruksjonen. Økt vanninnhold i granulære materialer medfører reduksjon av materialets bæreevne. Økt antall akslinger på et vogntog medfører at antallet pulslaster øker.

Første belastningsforsøk ble utført under gunstige forhold (lite nedbør i perioden forut for forsøket) og totalt 6890-6950 tonn tømmer ble transportert i hvert kjørefelt. Det ble ikke observert noen pumpeeffekt og det var heller ingen forskjeller i sporutvikling,

jevnhetsutvikling eller tverrfall. Målingene viste imidlertid at vogntogene med 60 tonn ga større sprekkeutvikling i asfalten.

Andre belastningsforsøk ble utført midt i teleløsningen våren 2021. Samme opplegg med hensyn til kjøretøyer, belastning og kjøremønster som i første belastningsforsøk, ble benyttet. Den tinte delen av vegoverbygningen var stedvis tilnærmet vannmettet og det var forventet store skader på vegen.

Forsøket måtte stanses etter 1.5-2 timer på grunn av store skader på vegen. De tyngste vogntogene hadde da kjørt 16 overfarter og transportert 808 tonn tømmer. Kjøretøyene med 60 tonn totalvekt ble stanset etter 30 kjøretøypasseringer og hadde da transportert 1141 tonn. Det var helt tydelig en pumpeeffekt som følge av belastningene ved at det var fritt vann på overflaten og ved at asfaltoverflaten ble fuktig i hjulsporene.

Skadetypen var i hovedsak store spordeformasjoner. Skjærspenningene under en hjullast er størst i dybden 15-30 cm under topp asfaltdekke og sporene skyldes skjærdeformasjoner i dette området. Pumpeeffekten medfører at vanninnholdet øker og reduserer bæreevnen (skjærstyrken) betydelig. Dette skjer på steder hvor tilgangen på vann er god og hvor materialene er dårlige.

De største skadene oppsto der vegen før belastningsforsøket hadde de største spordeformasjonene; dvs. på de svakeste delene. De sterke delstrekningene fikk betydelig lavere sporøkning.

Det er vurdert om forskjellene i nedbrytning/skader skyldes at forholdene er ulike for de to kjørefeltene. Skadene oppstår i den øverste delen av vegkonstruksjonen og bæreevne målingene viser at forholdene er tilnærmet identiske. Forskjellene i skader skyldes sannsynligvis ulikheten i belastningene.

Som et mål på skadeutvikling kan sporøkning pr tonn transportert tømmer benyttes. Vogntogene med 9 akslinger og 74 tonn totalvekt hadde tilnærmet 60 % høyere sporutvikling enn vogntogene med totalvekt 60 tonn og 7 akslinger når vi ser på 90/10 %-verdien og ca. 40 % høyere om gjennomsnittsverdien benyttes i beregningene. Denne forskjellen gjelder for forholdene på den gitte vegstrekningen på et gitt tidspunkt.

Den omtalte 4. potensregelen tar ikke hensyn til pumpeeffekten, men utenom teleløsningen viser regelen at de tyngste kjøretøyene vil være gunstigst mht. nedbrytning.

Noen viktige konklusjoner fra forsøket er:

- Utenom teleløsningen (forsøk 1) er det liten forskjell på de to kjøretøytypene som ble benyttet. Kjøretøyene med 74 tonn totalvekt hadde mindre sprekkedannelse i asfalten.
- Forsøk 2 (vår 2021), som ble gjennomført midt i teleløsningen, viste tydelige tegn til pumpeeffekt for begge kjøretøygruppene, men det har ikke vært mulig å måle størrelsen på denne.
- Forsøk 2 måtte stanses etter kort tid pga. store skader i form av deformasjonsspor. Slike skader oppstår i en dybde 15-30 cm under topp veg. Skadeutvikling var størst for de tyngste kjøretøyene.
- Erfaringene fra Finland viser seg å stemme for disse belastningsforsøkene. For en god veg vil det ikke være noen negative konsekvenser med flere gjentakende belastninger, men for ugunstige forhold vil gjentakende belastninger gi økende nedbrytning for hver belastning.
- Kjøretøyene med 74 tonn totalvekt ga større skader i teleløsningsperioden, men vil sannsynligvis gi mindre skader utenom denne perioden. Summen av skadeutvikling over et år må vurderes og i denne sammenheng må det også vurderes hva konsekvensene vil bli om tillatt belastning reduseres i teleløsningen.

Anbefalinger:

- Pumpeeffekt ble påvist i teleløsningen. Fenomenet må beskrives i vegnormaler, retningslinjer og ikke minst i undervisningen ved universitet og høyskoler. Sjåførere og personer ansvarlig for transport må også få dette med i sin opplæring.
- Vegeier må ha kunnskap om vegens helårsbæreevne for å fastsette tillatt belastning.
- Vegeier må vurdere å innføre lastrestriksjoner i teleløsningen. Eksempelvis vil en reduksjon av totalvekt fra 74 til 60 tonn totalvekt for 9-akslede gi stor effekt.
- Skogbruksnæringen må oppfordres til å unngå at flere vogntog kjører i konvoi i teleløsningsperioden. Det er viktig med en felles forståelse for problemet og ta hensyn til dette.

Det kan diskuteres om det er realistisk å benytte 4 og 5 tømmervogntog kjørende i konvoi i belastningsforsøkene. Dette skjer i virkeligheten sannsynligvis sjelden, men hensikten var å fremprovosere en eventuell pumpeeffekt. Forsøket våren 2021 var meget vellykket i så måte.

Regelverket har ingen krav til avstand mellom kjøretøyene. Begge kjøretøygruppene kjørte i konvoi under de samme forholdene og dette gir et godt grunnlag for å vurdere om disse gir ulik vegslitasje/nedbrytning.

Konklusjoner og anbefalinger i rapporten baserer seg på to belastningsforsøk på en bestemt vegstrekning. Hverken belastningene eller forsøksstrekningen er nødvendigvis representative for andre veger eller belastningsforhold, men forsøkene gir nyttig kunnskap om hvordan skadeutviklingen er i vegen under de gitte forholdene.

De endelige konklusjonene må gjøres når prøveordningen for prosjektet avsluttes i 2025.



# **1 Bakgrunn**

## **1.1 Dagens situasjon**

Ved behandling av Stortingsmelding 6 (2016-17) «Verdier i vekst – konkurransedyktig skog- og trenæring» ble det vedtatt 31. januar 2017 å be regjeringen gjennomføre en prøveordning som omfatter kjøring med tømmervogntog med totalvekt opptil 74 tonn (ref. 15). Det overordnede målet med prøveordningen er å gi kunnskap som grunnlag for en anbefaling om hele eller deler av det offentlige vegnettet bør åpnes for 74 tonn tømmervogntog på sikt (ref. 13). Dette inkluderer kunnskap om trafikksikkerhet, framkommelighet, miljø og klimagassutslipp, vegslitasje og transportkostnader.

I januar 2020 ble det åpnet for vanlig vogntog med slephenger å benytte modulvogntognettet, med tillatt totalvekt inntil 60 tonn og total lengde 24 meter (Forskrift om bruk av kjøretøy 1990) (gitt aktuelle forutsetninger). For videre effektivisering av tømmertransporten er det derfor fremsatt ønske om en ytterligere økning i tillatt totalvekt på tømmervogntog. Før en eventuell økning kan vedtas, må det foretas en utredning for mulige konsekvenser økningen kan ha på vegnettet. Det skal spesielt undersøkes om økning i totalvekt fra 60 til 74 tonn, vil føre til økt nedbrytning av vegen. Samfunnet er avhengig av en infrastruktur som ivaretar både sikkerhet og effektivitet.

Sverige og Finland har åpnet sine vegnett for kjøring av tømmervogntog med høyere totalvekt enn dagens norske lover tillater (ref. 2).

Tømmernæringens transport av tømmer fra hogstplass utgjør 12 – 50 % av råvarekostnadene, avhengig av type tømmer (ref. 2). En økning i totalvekt fra 60 til 74 tonn, betyr en økning på opptil 25 % tømmer, per transport. Dette kan bidra til vesentlig reduksjon i kostnad for næringen, redusert antall tunge kjøretøyer på vegene og reduserte klimagassutslipp pr. tonn tømmer transportert. Men det betyr også endring i vegens belastning.

## **1.2 Prøveordning og belastningsforsøk**

Prøveordningen som ble vedtatt i 2017, er et ledd i arbeidet med å vurdere om tømmervogntog med totalvekt opptil 74 tonn vil forårsake økt nedbrytning av vegnettet. I tillegg til prøveordningen ble det vedtatt å gjennomføre to praktiske belastningsforsøk.

Det skal utredes for eventuelle konsekvenser som følge av økning i tillatt totalvekt, og se på muligheten for å innføre en ny bruksklasse som omfatter totalvekt opptil 74 tonn. Ordningen skal foregå i en periode på fire år, med årlige oppsummeringer og justeringer dersom nødvendig. Start for ordningen er satt til sommeren 2021.

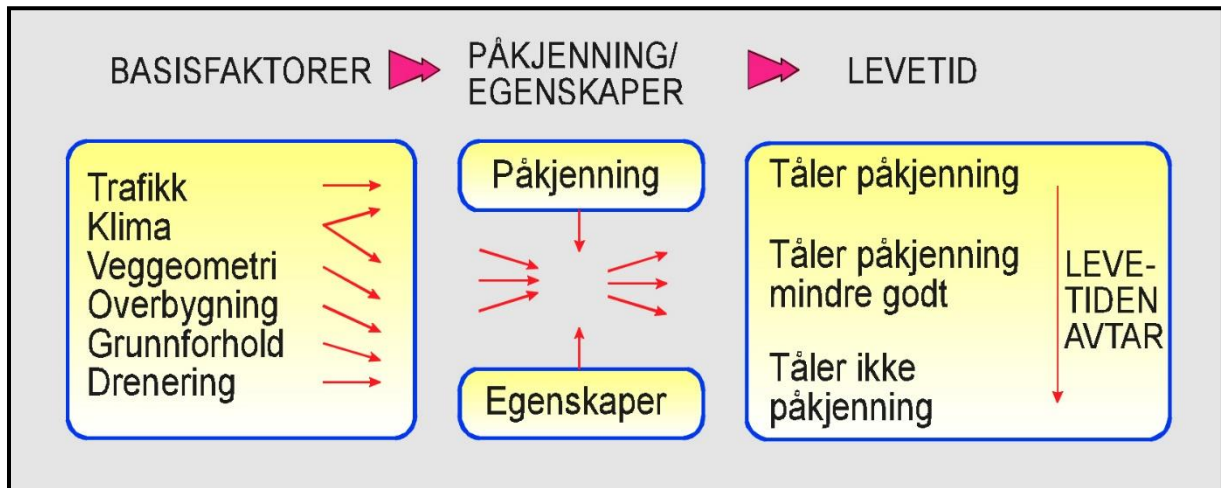
De praktiske belastningsforsøkene ble gjennomført i september 2020 og april 2021. Hensikten med forsøkene er å sammenlikne vegens slitasje/nedbrytning fra tømmervogntog med totalvekt 60 tonn, mot tømmervogntog med totalvekt 74 tonn. Dette ble gjort ved å foreta målinger av vegens tilstand før, under og etter forsøkene.

Denne rapporten oppsummerer belastningsforsøkene og gir en vurdering av vegens nedbrytning samt foreløpige anbefalinger.

## 2 Vegslitasje/nedbrytning

### 2.1 Generelt

Alle veger brytes ned over tid og vil ha behov for jevnlike vedlikeholdstiltak og rehabiliteringer. Forholdet mellom vegens egenskaper og belastninger er bestemmende for hvor ofte dette er nødvendig og er illustrert i Figur 1.



Figur 1 Forhold mellom egenskaper, påkjenninger og levetid for en veg

I det etterfølgende beskrives kort skadene som oppstår på vegen, hva som kjennetegner vegens egenskaper og hvordan denne varierer over tid. Til slutt er beskrevet de påkjenninger/belastninger vegen utsettes for.

### 2.2 Skadetyper

Nedbrytning skjer ved at det oppstår skader på vegens overflate. Skadene registreres ved at vegoverflaten skannes ved bruk av en roterende skanner. (Se kap.3)

De vanligste skadetyperne er:

- spordannelse
- krakeleringer
- andre oppsprekninger
  - langsgående
  - tversgående
- ujevnheter

- slaghull
- overflateskader

For de fleste skadetyper vil skadeutviklingen være avhengig av trafikkbelastningen, men noen skadertyper skyldes påvirkning av klima f.eks. frost og tele.

### **Spordannelse**

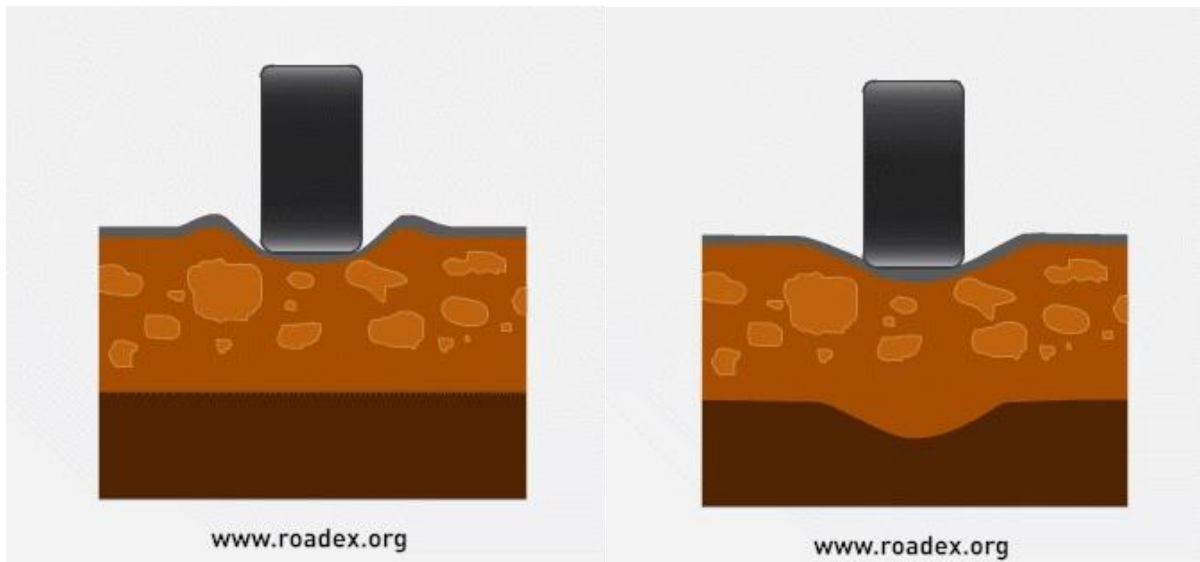
Denne rapporten fokuserer hovedsakelig på spordannelse. Målingene gir egentlig jevnhet på tvers av vegen som i hovedsak vil dette være spor, men også andre ujevnheter kan dekkes av denne verdien.

Årsaken til spor er i hovedsak deformasjoner i samtlige lag i vegkonstruksjonen og i undergrunnen.

I ROADEX-prosjektet (ref. 1) er beskrevet fire ulike årsaker til spordannelse. Disse er:

- Mode 0: etterkomprimering av vegoverbygningen
- Mode 1: skjærdeformasjoner vegoverbygningen
- Mode 2: deformasjoner i undergrunnen
- Mode 3: slitasje i vegdekket (for eksempel piggdekkslitasje)

Etterkomprimering og piggdekkslitasje om årsak er ikke aktuelle i dette prosjektet. Figur 2 viser de modellene som kan være aktuelle her. Til venstre er vist det som er kalt «mode 1». Her oppstår det skjærdeformasjoner i de granulære lagene i vegoverbygningen. Figuren til høyre viser «mode 2» og her skyldes spordannelsen deformasjoner i undergrunnen som følge av for tynn/svak vegoverbygning. Er undergrunnen frosset vil denne være meget stiv og vil ikke gi deformasjoner. «Mode 1» er den eneste modellen som er aktuell i teleløsningen på denne typen veger, men «Mode 2» kan være aktuell ellers i sommerhalvåret og da spesielt der det er bløte materialer (silt, leire, myr) i undergrunnen.



Figur 2 Modeller for spordeformasjon

De største påkjenningene i vegkonstruksjonen (i form av skjærspenninger) oppstår i en dybde som tilsvarer ca. 1/3 av bildekkets bredde. Dvs. at påkjenningene fra et tvillingmontert hjul er størst i dybden 20-22 cm og 10-12 cm for et singelmontert hjul.

Dersom spordannelsen skyldes etterkomprimering i vegoverbygningen vil denne avta med tiden. Det er ingen grunn til at det samme skjer dersom skadene skyldes skjærdeformasjoner i øverste del av vegen. Deformasjonen vil i hovedsak variere med mengden vann og poretrykket i dette laget.

### Sprekker

Sprekker skyldes store og gjentatte tøyninger i asfaltdekket fra tunge kjøretøyer (utmattingssprekker), men også store enkeltbelastninger kan gi sprekker i hjulsporene. Det er også mange andre årsaker til sprekkedannelser (setninger, telehiv, dårlige kanter), men i forsøkene her er disse ikke interessante fordi vi kun er interessert i virkningene fra trafikkbelastningene.

## 2.3 Vegens egenskaper

Vegens bæreevne; dvs. evnen til å motstå nedbrytning, varierer med tykkelser og materialkvalitet for lagene i selve vegkonstruksjonen. Materialenes bæreevne er i tillegg sterkt avhengig av klimatiske forhold (frost/tele, vanninnhold, temperatur).

Bæreevnen for granulære materialer får redusert bæreevne ved økt vanninnhold, og vegbyggingsmaterialer med høyt finstoffinnhold får som regel større reduksjon enn godt drenerende materialer. Dette er et stort problem spesielt i teleløsningen.

Asfaltmaterialer får redusert sin deformasjonsmotstand ved økende temperatur. Dette er ikke et stort problem i dette belastningsforsøket da asfalttykkelsen er beskjedent. At vogntogene i dette prosjektet i hovedsak er utstyrt med tvillingmonterte hjul gjør også at dette problemet er mindre.

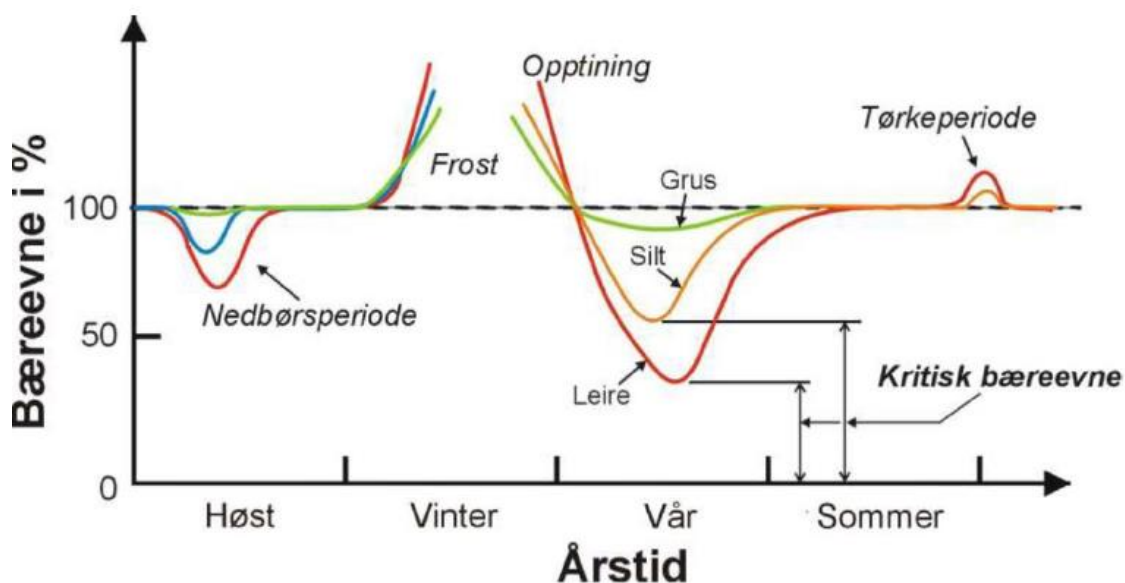
### **2.3.1 Teleløsningen**

Når frosten går ned i telefarlige materialer vil vann trekkes opp til frysefronten og danne islenser. Islinsene er hovedårsaken til at det oppstår telehiv.

I teleløsningen tiner de frosne lagene i hovedsak fra overflaten og nedover. Det laget som fortsatt er frosset vil være tilnærmet impermeabelt. Det tinte laget, som inneholder ekstra vann som følge av islinsedannelsen, vil være mettet med vann og vil til dels inneholde mer vann enn porevolumet i materialene tillater. Overskuddsvannet vil være stengt inne mellom det frosne, impermeable laget og det tette vegdekket. Eneste dreneringsveg vil være ut mot grøftene, men telefarlige materialer har dårlig dreneringsevne og det tar tid før vannet er ute av vegkonstruksjonen. I tillegg vil vann og snø i grøftene begrense muligheten for rask opptørking av vegen.

Bæreevnen for en veg med telefarlige materialer i overbygningen, er lavest når tinedybden er omkring 50-60 cm (ref. 8), men den vil kunne variere med materialer, tinehastighet, frostnedtrengingshastighet etc. Samtidig er bæreevnen svært høy når vegen er frosset.

Særlig for eldre og dårlig dimensjonerte veger vil bæreevnen kunne variere sterkt over året slik som vist i Figur 3. Denne variasjonen vil være størst der materialene i undergrunnen er telefarlige og minst der undergrunnen består av gode og ikke-telefarlige granulære materialer.



Figur 3 Variasjon av bæreevne over året

Bæreevnen kan også variere i løpet av en dag og her vil spesielt temperaturen i asfalten være avgjørende.

Temperaturen ved tining vil bestemme hvor mye frosset vann som frigjøres pr. tidsenhet. Foregår denne tiningen sakte vil vann kunne dreneres ut til grøftene/skulderkanter/sprekker i asfalten, men foregår denne tiningen raskt vil vannet bli innstengt.

### 2.3.2 Pumpeeffekt og effekt av pulserende last

Ulike løsmasser mister sin styrke når de utsettes for pulserende last og dette er beskrevet i faglitteraturen (ref.6, ref. 7, ref. 16). Effekten av pulserende laster blir ikke tatt hensyn til i forbindelse med dimensjonering av vegkonstruksjoner, men vil være et tema i forbindelse med bygging av veger. Bl.a. vil pulserende laster fra tunge valser kunne gi problem mht. poretrykksoppbygging og redusert stabilitet i området. Også ved ramming av peler og spuntvegger utsettes jordmassene for pulserende laster.

Pulserende last på sandsedimenter med høyt vanninnhold er et viktig tema i forbindelse med jordskjelvforskning. Disse materialene blir tilnærmet flytende med vibrerende last og dette gir utfordringer med stabilitet, skred og bæreevne for konstruksjoner i slike områder.

Poretrykksoppbygging og redusert styrke som følge av pulserende last fra vegtrafikk og jernbanetrafikk er lite behandlet i litteraturen. Normalt er ikke pulserende last et problem da størrelsen på belastningen må være ganske store og for kohesive jordarter er grenseverdien 60 -65 % av bruddlasten (ref. 6) for en enkelt last. For veger som er riktig dimensjonert vil belastningene være langt mindre enn dette.

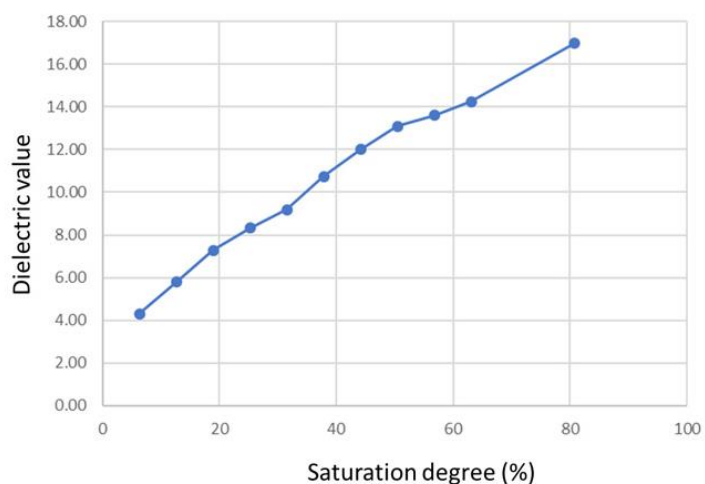
I NGIs rapport «Dynamiske påkjenninger og skredfare» (ref. 16) beskrives mekanismene som gir endringer i styrken for jordartsmaterialer utsatt for pulserende belastning (omtalt som «styrkedegradering» i rapporten). Rapport har fokus på skred, men det er de samme mekanismene som opptrer for forsøksstrekningen. I rapporten sies at «styrkedegraderingsfenomenet er i prinsippet likt for bløt leire og løs lagret sand og silt» og omfatter derfor et stort spenn av materialer.

Transportørene har selv erfart at å kjøre flere tømmerbiler i kolonner på skogsbilvegnettet er uheldig. Skogsbilvegene er ofte dårlig dimensjonert sammenlignet med det offentlige vegnettet og deformasjonen ved belastning, særlig i perioder med teleløsning eller mye nedbør, vil overskride overnevnte grenseverdier og nedbrytningen vil skje raskt om flere biler kjører sammen.

Det offentlige vegnettet har også strekninger som er underdimensjonert og har materialer som kan gi redusert styrke som følge av pulserende last. Hovedproblemet synes imidlertid å være i teleløsningsperioden hvor den tinte delen av vegkonstruksjonen er tilnærmet vannmettet. Høyt vanninnhold gir materialene dårlig bæreevne slik at grenseverdiene overskrides.

I Finland har de sett nærmere på problemet med pulserende last på svake veger.

Figur 5 viser endring i dielektrisk verdi når to tunge kjøretøyer passerer et målepunkt. Målingene er utført av Roadscanners OY i Finland

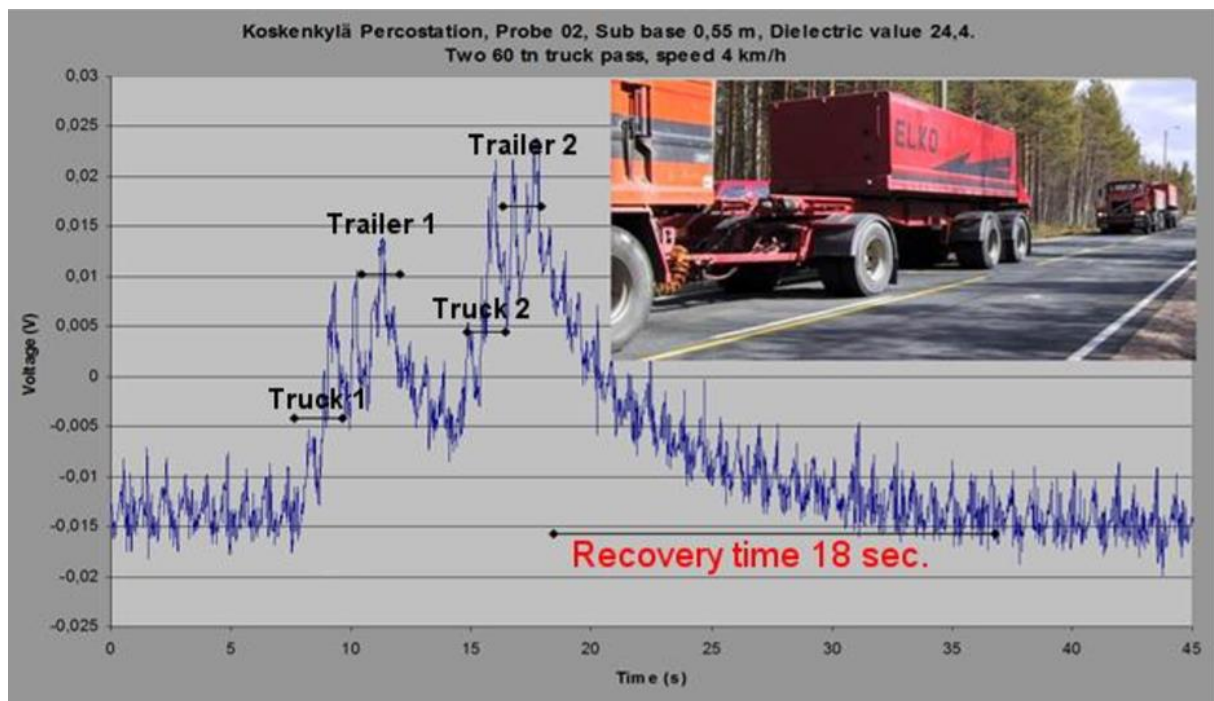


Figur 4 Eksempel på sammenheng mellom dielektrisk verdi og metningsgrad for et grusbærelag (ref. 11)



(ref. 10). Sterkt forenklet kan det sies at dielektrisk verdi beskriver vanninnholdet i materialene og eksempel på denne sammenhengen er vist i Figur 4. For hver belastning øker verdien (og vanninnholdet) og det tar en viss tid før endringen er tilbake til utgangspunktet. Kommer en ny belastning (ny aksellast eller nytt kjøretøy) før vanninnholdet er tilbake til utgangspunktet, vil vannmengden akkumuleres og kan medføre så store vannmengder at vann kommer opp til overflaten.

I eksemplet fra Finland tar det 18 sekund fra siste bil har passert til dielektrisk verdi (vanninnhold) er tilbake til utgangspunktet. Denne lengden varierer med mange faktorer, men mengden finstoff og dreneringsevne vil ha stor betydning. Eksempelvis vil telefarlige materialer være ugunstige i denne sammenhengen.



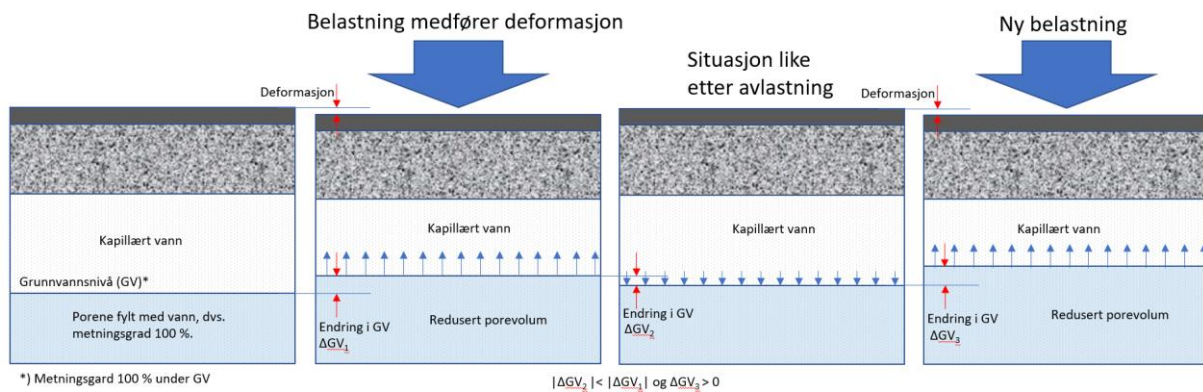
Figur 5 Endringer i poretrykk over tid etter belastning av kjøretøyer

Økningen i vanninnhold som skyldes etterfølgende belastninger er i denne rapporten omtalt som pumpeeffekten.

Figur 6 illustrerer hva som skjer når en svak veg, hvor porene for de granulære materialene er fylt med vann, utsettes for belastning.

Enhver belastning på vegoverflaten medfører deformasjoner, tøyninger og spenninger i vegkonstruksjonen. Deformasjonen på overflaten kan f.eks. måles vha. fallodd og størrelsen

på denne benyttes bl.a. til å beregne bæreevnen. Deformasjonen skyldes en volumreduksjon i materialene og størrelsen på denne vil være avhengig av hvor i konstruksjonen materialet befinner seg og materialets styrke (eller stivhet). Et svakt materiale som ligger høyt opp i konstruksjonen vil ha størst volumreduksjon.



Figur 6 Pumpeeffekt

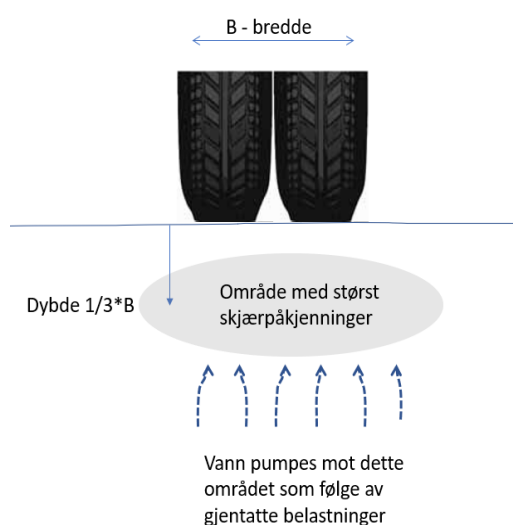
Volumreduksjonen vil i all hovedsak være en reduksjon av porevolumet. For materialer under grunnvannstanden vil porene være fylt med vann og en reduksjon av porevolumet vil medføre at vannet blir presset ut av porene. Vannet beveger seg oppover og inn i porene over som inneholder kapillært vann og luft. Etter avlastning vil det ta tid før porevannet er tilbake til utgangspunktet, og dersom vegen utsettes for gjentatte belastninger med korte tidsintervaller vil mengde vann kunne presses eller pumpes oppover, øke. Dette er den såkalte pumpeeffekten.

Pumpeeffekten vil være størst der det er finkornige materialer med god tilgang på vann i undergrunnen. I teleløsningsperioden vil vannet i det opptinte laget være stengt inne mellom et tett, frosset lag under og et tett dekke over. Her vil pumpeeffekten komme tydelig frem ved at vann pumpes opp til overflaten som vist i bildet i Figur 7. I slike tilfeller vil metningsgraden være 100 %; dvs. at alle porer i de granulære materialene er fylt med vann og konsekvensen er at materialet mister det meste av bæreevnen.



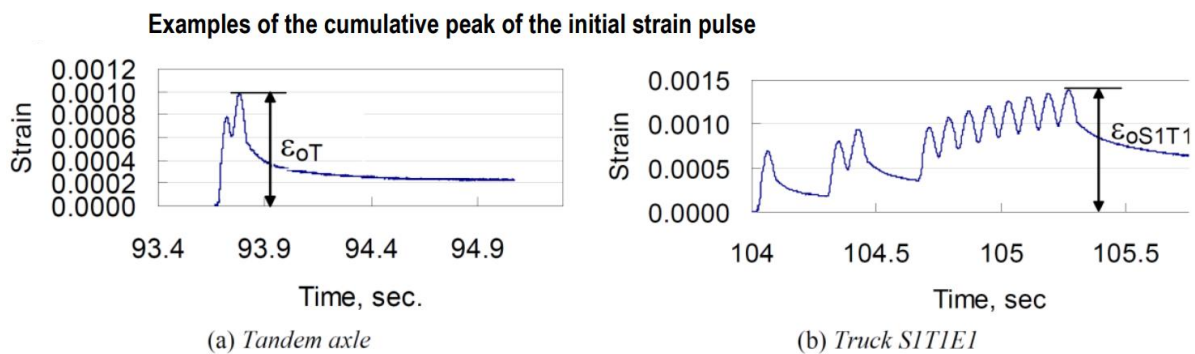
Figur 7 Vann pumpet opp til vegoverflaten

De største skjærpåkjenningene i en veg (de påkjenningene som medfører skjærdeformasjoner) skjer i en dybde som tilsvarende ca 1/3 av dekkbredden (ref. 10). Et tvillingmontert hjul består av to hjul med dekkbredde 31,5 cm (normalt) og det er en viss avstand mellom hjulene. Den mest kritiske dybden er da omkring 21-25 cm, se Figur 8. Pumpeeffekten medfører at vann pumpes opp til dette området og medfører reduksjon av skjærstyrken og påfølgende økte skjærdeformasjoner.



Figur 8 Område med størst skjærpåkjenninger

Pumpeeffekt medfører at materialene får samme oppførsel som et viskoelastisk materiale; dvs. at det er en faseforskjell/tidsforskjell mellom belastning og deformasjon. Asfalt er et slikt materiale og pulserende last fra mange etterfølgende akslinger vil ha betydning for deformasjonene. Eksempel på dette er vist i Figur 9 (ref. 7). Figur a viser tøyningene som følge av en boggiaksel og figur b tøyningene for flere etterfølgende akslinger for et kjøretøy.



Source: Salama and Chatti (2008).

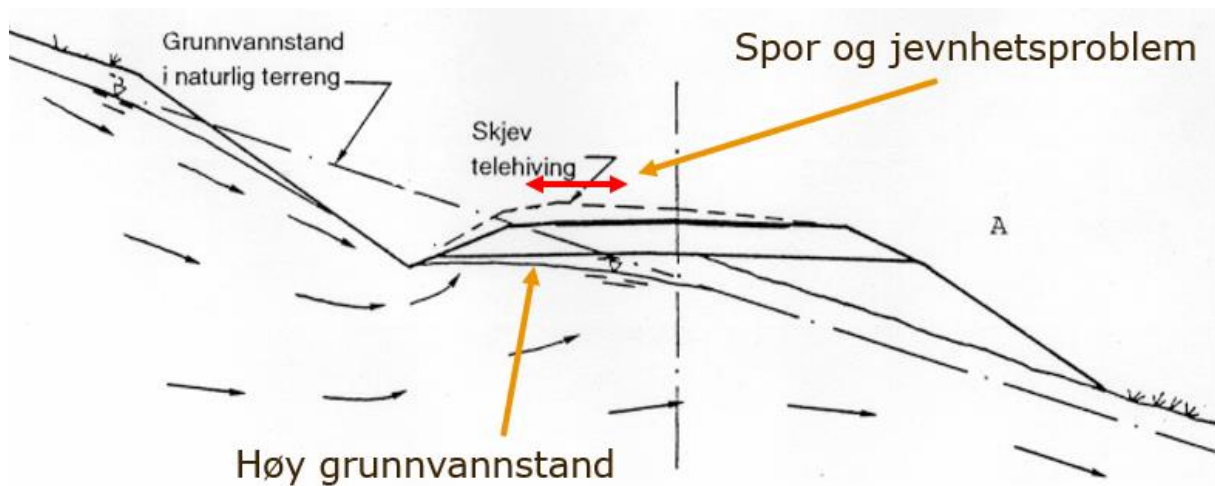
*Figur 9 Eksempel på tøyning i asfalt som følge av etterfølgende aksellaster (ref. 7)*

Mange akslinger på et kjøretøy kan være et problem på vegger med tykke asfaltlag og særlig på dager med høy temperatur i asfaltdekket. For vegger med tynne dekker; slik som i dette forsøksprosjektet, vil deformasjon i asfalten ikke være et tema. Effekten av pulserende belastning må tas med i vurderingene av konsekvensene ved å øke tillatt totalvekt og antall aksler på kjøretøyene.

### **2.3.3 Andre forhold**

Flere andre forhold vil påvirke vegens egenskaper og dette er i hovedsak forhold som påvirker vanninnholdet i granulære materialer.

Vanninnholdet i granulære materialer reduseres med økende avstand til grunnvannsnivå. I sidehellende terreng vil grunnvannsspeilet ligge høyest på skjæringssiden og dermed vil også vanninnholdet i de granulære materialene være størst her. Se Figur 10. Dette medfører igjen dårligere bæreevne og raskere skadeutvikling, og det registreres ofte større spordannelse på denne siden. Dette ble påvist i Roadex-prosjektet (ref. 5).



Figur 10 Sporproblem på skjæringssiden

Utformingen av sidegrøfter har også stor betydning. Spesielt på gamle fylkesveger er dårlig grøftevedlikehold et problem og forsterker effekten av sidehellende terreng.

ROADEX-rapporten viser også at det mest lønnsomme tiltaket en vegholder kan gjøre er å vedlikeholde sitt dreneringssystem, og for denne typen veger vil det si grøftevedlikehold.

## 2.4 Belastning fra tunge kjøretøyer - generelt

Normalt vil belastningen fra tungtrafikken være avgjørende for størrelsen og hastigheten av nedbrytningen. Lette kjøretøyer bidrar kun til piggdekkslitasje, men er et problem kun for veger med ÅDT > 3000.

For tunge biler har aksellast og hjulkonfigurasjon størst betydning. Også fjæringssystem har betydning, og vil ha betydning for dynamiske tilleggsbelastninger.

I det norske dimensjoneringsystemet omregnes alle aksellaster til 10 tonn ekvivalente aksellaster. Det tas utgangspunkt i hvor mye en 10 tonn singelaksel bryter ned vegen og andre aksellaster omregnes til antall 10 tonn singelaksellaster (kalt ekvivalente aksellaster) ut fra nedbrytning. Her benyttes den såkalte 4. potensregelen og metoden er beskrevet i Dag Skjølaas rapport «Vegslitasje fra tømmervogntog» (ref. 2). Dette er nærmere beskrevet i kap. 4.

Antall 10 tonn ekvivalentaksellaster summeres over hele dimensjoneringsperioden og er utgangspunktet for det norske dimensjoneringsystemet. Dimensjoneringsystemet tar med andre ord ikke hensyn til totalvekten for kjøretøyet; kun aksellastene. Totalvekten vil imidlertid være dimensjonerende for bruer og andre konstruksjoner og behandles ikke i denne rapporten.

Hjulkonfigurasjonen har betydning for kontrakttrykket mellom bilhjulet og vegoverflaten. Et singelhjul vil ha betydelig høyere trykk og dermed mindre kontaktflate mot vegen og vil gi betydelig større påkjenninger øverst i vegkonstruksjonen. Dette er spesielt uheldig på veger med tynne asfaltlag og dette er ofte tilfellet på det lavtrafikkerte vegnettet.

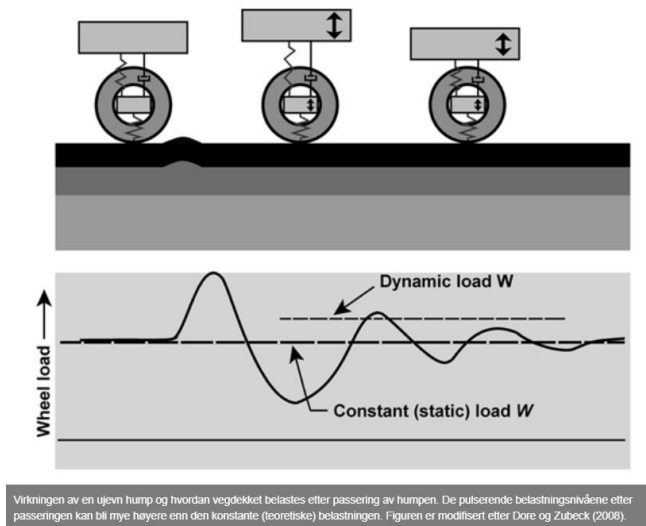
Tvillingmonterte hjul gir et lavere trykk mot vegoverflaten og er derfor gunstig å benytte på veger med lav bæreevne. Tømmerbiler starter ofte sine transporter på en skogsbilveg med dårlig bæreevne og har derfor denne hjulkonfigurasjonen. Nedbrytningen fra tømmerbiler kan ikke sammenlignes med effekten av modulvogntog som benytter supersingeldekk.

Det finnes systemer for å endre trykket i dekkene fra førerhuset dersom fremkommeligheten er dårlig. Når trykket reduseres øker kontaktflaten mellom bildekk og vegoverflaten slik at påkjenningene øverst i vegkonstruksjonen blir mindre. Dette systemet er foreløpig ikke benyttet her i landet, men er bl.a. brukt i f.eks. Sverige, Canada og USA.

Detaljer om kjøretøyene og laster er beskrevet i kap. 5.2.

## Dynamiske tilleggsbelastninger

Humper og ujevnheter kan gi støtpåkjenninger på vegdekket og størrelsen vil være avhengig av kjøretøyenes fjæringssystem, vekt og hastighet. Som følge av dette kan belastninger og deformasjoner etter en hump bli vesentlig større enn ved et normalt jevnt dekke. Det kan føre til en raskere nedbrytning av vegdekket på grunn av økt belastning (se Figur 11) og at vann fra det fuktige laget under pumpes opp i vegoverbygningen og tidvis gjennom dekket.



Figur 11 Dynamisk tilleggsbelastning fra kjøretøyer i bevegelse

Rapporten “Dynamic Load Effects of Heavy Vehicles on Pavement Performance – Stage 1” (ref. 7) gir en omfattende beskrivelse av effekten av dynamiske belastninger fra tunge kjøretøyer i bevegelse. I oppsummeringen beskrives følgende:

- Typiske størrelser av dynamiske belastninger, når de uttrykkes statistisk som et standardavvik, utgjør mellom 5 og 10% av den statiske belastningen for godt dampede luftfjæringer og for myke, godt dampede fjæringer av stålblad.
- Den dynamiske belastningen utgjør mellom 20 og 40% av den stasjonære konstante belastningen for mindre vegvennlige suspensjoner (fjæringssystem/støtdempere).
- Ved bruk av konvensjonelle modeller for nedbrytning av vegdekker antyd det resultatene at dynamisk lasting medfører en 30 til 50% økning i skader sammenlignet med det for statisk lasting.
- For svært ujevne veier kan dynamiske belastninger være betydelig høyere.

Veger med dårlig bæreevne har også ofte dårlig jevnhet; særlig etter noen år etter siste dekkelegging. Telehiv har som regel sin maksimumsverdi i starten av teleløsningen. På dette tidspunktet har også vegen dårligst bæreevne og er mest utsatt for at vann pumpes opp i vegkonstruksjonen. Telehiv er også en tydelig indikasjon på at tilgangen på vann for vegkonstruksjonen er god.

Dynamisk tilleggsbelastning og pumpeeffekt er altså et spesielt stort problem i denne perioden, og tunge 9 akslede vogntog og flere etterfølgende vogntog er spesielt uheldig. Lastrestriksjoner må vurderes der bæreevnen er dårlig i teleløsningen. Også strekninger med dårlig jevnhet og lav bæreevne må vurderes ut fra effekten av dynamisk tilleggsbelastning.



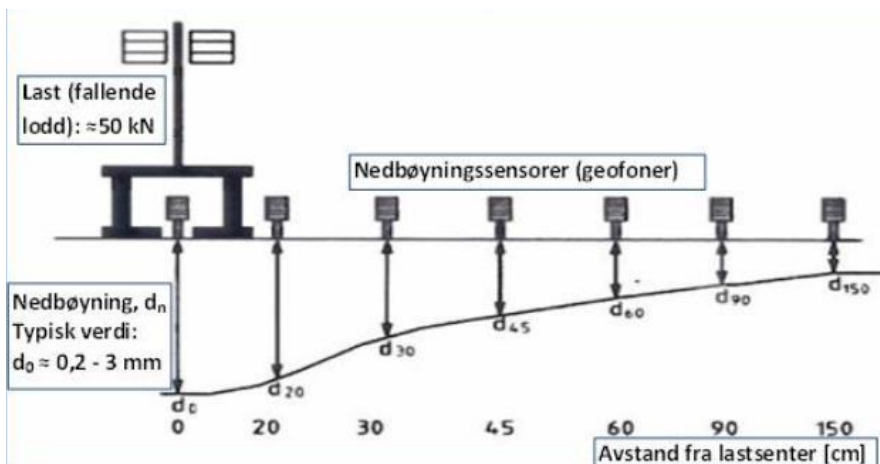
### 3 Målemetoder

Fallodd er benyttet for å dokumente/beskrive den strukturelle tilstanden for vegkonstruksjonen og tilstanden på vegoverflaten er målt med bruk av en roterende overflateskanner. I tillegg ble georadar benyttet for å se om vanninnholdet endret seg i vegkonstruksjonen som følge av belastningene, men målingene ble ikke vellykket.

Dette kapitlet beskriver kort målemetodene.

#### 3.1 Falloddsmålinger

Vegoverflaten utsettes for en pulslast som tilsvarer belastningen fra en hjullast på 50 kN og et trykk på ca 700 kPa. Belastningen medfører at vegkonstruksjonen og undergrunnen deformeres og størrelsen på deformasjonene registreres av geofoner i lastsenteret og i ulike avstander fra lastsenteret. Antall geofoner og avstand fra lastsenteret som er benyttet i dette prosjektet, er vist i Figur 12.



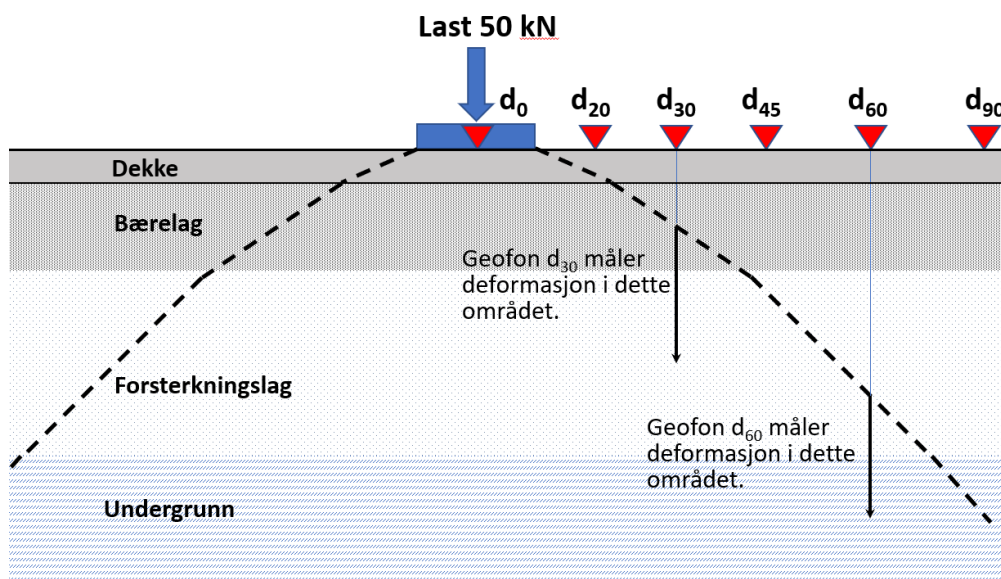
Figur 12 Prinsippkisse for fallodd

Bæreevnen beregnes ut fra empiriske formler hvor belastningen, kontaktrykket og deformasjoner i lastsenteret og 20 cm fra lastsenteret inngår. Bæreevnen er et uttrykk for hvor godt en veg tåler en belastning uten at det oppstår store skader. Lav bæreevne betyr rask nedbrytning/skadeutvikling og motsatt om bæreevnen er høy.

Denne bæreevnen må brukes med stor forsiktighet. Formelen er best egnet til beregning av en normal veg under normale vær- og klimaforhold og det kan stilles spørsmål om den gir en

fornuftig verdi i teleløsningen med vannmettede materialer over et stivt, frossent jordlag. Verdien kan benyttes til sammenligninger av to strekninger målt under de samme forholdene.

Deformasjonene for de øvrige geofonene kan benyttes for å beskrive bæreevnen for de enkelte lagene i vegen og undergrunn. Figur 13 viser hvordan belastningen sprer seg nedover i en veg og geofonene måler deformasjonene som skjer under den stiplede linjen. Denne informasjonen kan benyttes for å anslå hvor svakhetene i vegkonstruksjonen ligger. Blant annet vil målingene gi informasjon om hvor stor tinedybden er i teleløsningsperioden.



Figur 13 Måling av deformasjoner

Differansen mellom deformasjonene i lastsentret  $d_0$  og  $d_{20}$  gir krumningen av nedbøyningen under lastsentret og beskriver styrken for dekke/bærelag. Høy krumning indikerer dårlig bæreevne for disse lagene.

Dersom det antas at den stiplede linjen i Figur 13 har en helning på  $45^\circ$  vil for eksempel geofon  $d_{30}$  måle deformasjoner som oppstår i dybde fra 30 cm og nedover i en avstand 30 cm fra lastsentret. Differansen mellom deformasjonene  $d_{30}$  og  $d_{60}$  vil gi opplysninger om materialene i dybde 30 til 60 cm.

Dersom en geofon gir tilnærmet ingen deformasjon vil dette indikere fjell eller frosne materialer i undergrunnen. Målinger utført høsten 2020 viser at det ikke er fjell innenfor aktuell måledybde og geofoner uten deformasjon angir derfor tinedybden for målinger utført i teleløsningen.

### 3.2 Tilstandsmålinger

Statens vegvesen og fylkeskommunene måler overflatetilstanden for tilnærmet hele riks- og fylkesvegnettet med fast dekke hvert år. Systemet er utviklet av ViaTech hvor den sentrale delen er en roterende laser som skanner (Figur 14) vegoverflaten og omkringliggende terreng. Se <https://www.viatech.no/products.aspx?lang=no&id=6>.

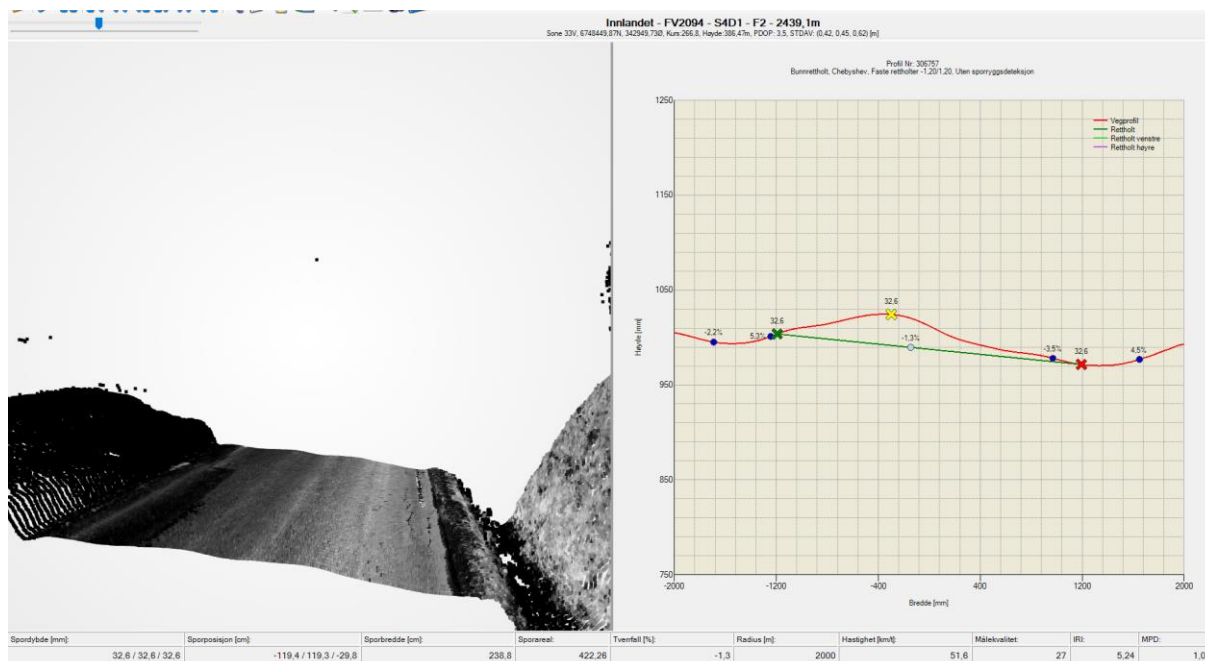


Figur 14 Målebil fra Statens vegvesen. Foto: Marit Helene U. Kværnmo

Systemet måler 1 million punkter per sekund. Punktskyen kan fremstilles som vist i Figur 15 og sammen med satellittposisjonering og annet utstyr for bestemmelse av bilens posisjon og helning, kan følgende tilstandsparametere bestemmes:

- jevnhet på tvers (spor)
- jevnhet på lang
- tverrfall
- stigning og horisontalkurvatur
- sprekker og slag hull

Ut fra punktskyen er det også mulig å bestemme tverrprofilet utenom vegoverflaten (grøftedybde, skråningshelninger etc.), men foreløpig er dette ikke automatisert.



Figur 15 Eksempel på punktsky og tverrprofil

I dette prosjektet er spordybden eller jevnhet i tverrprofilen benyttet i vurderingene. I tillegg er endringer i sprekkeandelen vist for forsøket høsten 2020.

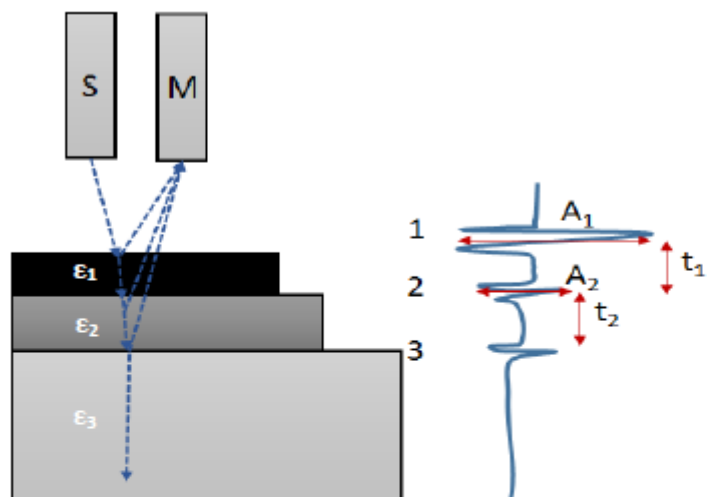
Avhengig av formen på vegens overflate benyttes ulike metoder for beregning av spordybden. I dette prosjektet er metoden «bunnrettholt» benyttet. Det legges da en digital rettholt mellom hjulsporene og spordybden er definert som største høyde til dekkeoverflaten mellom hjulsporene.

For denne vegen benyttes normalt en annen metode (snormetoden) som gir lavere spordybdeverdier.

### 3.3 Georadar

I vegsammenheng benyttes georadar til å bestemme dybde til ulike lag og målingene kan også si noe om materialkvaliteten.

Georadar måler en verdi kalt dielektrisitetetskonstant og denne varierer betydelig med vanninnholdet i materialene. Et elektromagnetisk signal sendes ned i vegkonstruksjonen og der den dielektriske verdien endres vil signalet bli reflektert til mottakersiden av antennen. Tidsforløpet mellom refleksene benyttes for å bestemme lagtykkelsene, og for å bedre nøyaktigheten er det behov for kalibrering med oppgraving. Se Figur 16.



$t_1$  - reisetid i asfaltdekke

$t_2$  - reisetid i bærelag/forsterkningslag

$A_1$  - amplitude av refleksjon fra asfaltdekke

$A_2$  - amplitude av refleksjon fra bærelag/forsterkningslag

Figur 16 Prinsipp for målinger med georadar

Amplituden i de reflekterte signalene varierer med dielektrisiten og dermed vanninnholdet. Ved måling av samme strekning to ganger fås informasjon om endringer av fuktinnhold mellom disse to tidspunktene.

I dette prosjektet skulle konsulentfirmaet Roadscanners OY fra Finland gjennomføre og tolke georadarmålingene, men pga. COVID-19 kunne de ikke utføre dette med eget utstyr.

Vegvesenets georadar ble derfor forsøkt benyttet, men vi fikk dessverre ikke ønskede data fra disse målingene.

I dette prosjektet er målingene brukt til å bestemme tinedybde; se resultater i kap. 5.4.4.1.



## 4 Andre utredninger

Det er laget to utredninger/rapporter om nedbrytning/vegslitasje i dette prosjektet. Dette er:

- rapport fra Norges Skogeierforbund v/Dag Skjølaas (ref. 2)
- mastergradsoppgave utført ved NMBU av Marit Helene Uppstrøm Kværnmo (ref. 3)

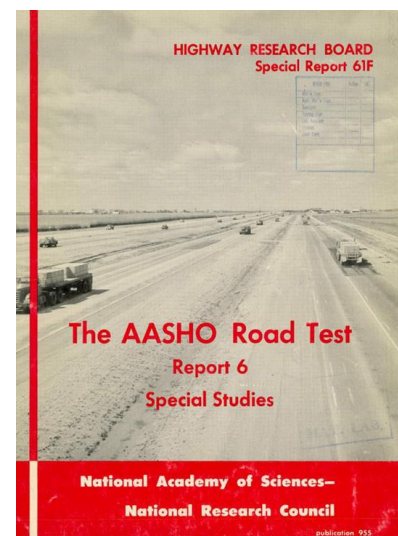
Hovedkonklusjonene fra rapportene er gjengitt og kommentert i det etterfølgende.

### 4.1 Bruk av 4. potensregelen og beregninger utført av Norges

#### Skogseierforbund

De norske dimensjoneringsreglene baserer seg på den såkalte 4. potensregelen som ble utviklet i The AASHO Road Test omkring 1960 og presentert i rapporten «The AASHO Road Test, Report 6, Special Studies». Denne metoden er videreutviklet av flere og en av disse er presentert i rapporten «Road wear from Heavy Vehicles - an overview», report nr. 08/2008, NVF committee Vehicles and Transport (ref. 4).

Med 4. potensregelen regnes nedbrytningen/vegslitasjen for alle aksellaster om til den nedbrytningen et antall standardaksler eller referanseaksellaster vil gi. Som referanseaksellast benyttes 10 tonn i det norske dimensjoneringsystemet.



Figur 17 Rapport med beskrivelse av 4. potens-regelen

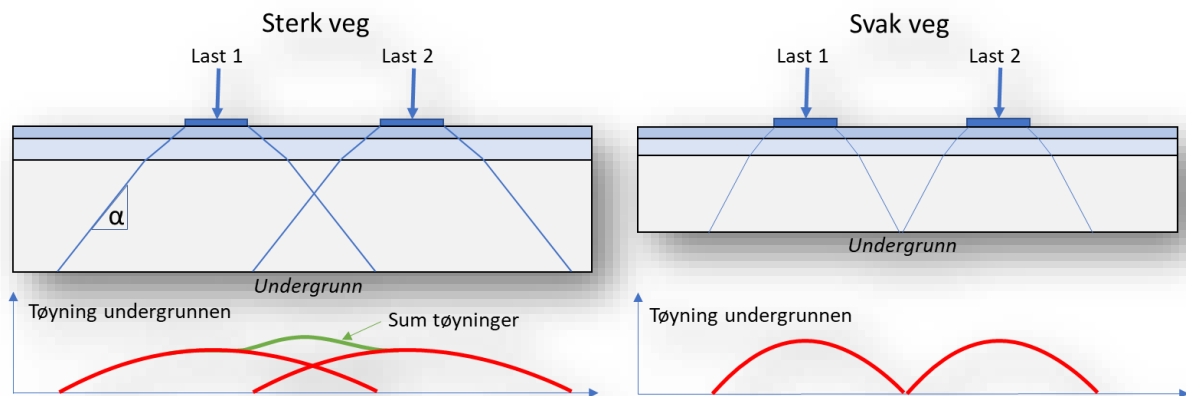
Omregningen skjer etter følgende formel:

$$E = \left( \frac{\text{Aksellast}}{\text{Referanseaksellast}} \right)^4 = \left( \frac{\text{Aksellast}}{10} \right)^4$$

$E$  blir kalt ekvivalensfaktor. En 12 tonn aksellast vil gi  $E=2,44$  og det betyr at slitasjen fra en slik aksellast vil gi samme nedbrytning som 2,44 aksellaster på 10 tonn.

Metoden, tilpasset av NVF, er brukt av Dag Skjølaas, Norges Skogeierforbund, for beregning av vegslitasje for ulike typer tømmervogntog og belastninger. Resultatene er presentert i rapporten «Vegslitasje fra tømmervogntog», mai 2020 (ref. 2).

Beregningene er utført for fire ulike totalvekter. Metoden (ref. 4, metode brukt i Danmark) skiller på om vegen er svak eller sterk for på denne måten ta hensyn til om det er samvirke mellom akslinger i en akselkonfigurasjon med flere akslinger. En sterk veg vil ha tykkere vegoverbygningen enn en svak veg. I tillegg vil materialene i en sterk veg ha bedre kvalitet og gi bedre fordeling av lastene til underlaget. Et svakt materiale vil ha en brattere fordelingslinje ( $\alpha$ ) enn et sterkt materiale. Eksempel på fordeling av lastene for en boggiaksel er vist i Figur 18 for en sterk og en svak veg.



Figur 18 Lastfordeling for sterk og svak veg

Belastningen på den sterke vegen virker sammen og regnes som en belastning, mens for den svake vegen vil det ikke være noe samvirke og aksellastene beregnes hver for seg.

I beregningene er veger i Bk8/BkT8 antatt som svake og veger i Bk10 som sterke.

Totalvektene brukt i rapporten er for sterke veger 62, 65, 68 og 74 tonn. 62 tonn er valgt fordi det ikke blir ilagt gebyr om overlasten er  $\leq 2$  tonn. Det er likevel ikke lovlig å kjøre med overlast og beregningene er derfor supplert med totalvekt 60 tonn. Figur 19 viser nedbrytende verdi for hvert tonn tømmer som transporteres og er gitt som den nedbrytningen et gitt antall standardaksellaster med 10 tonn vil gi (kalt ESAL<sub>10</sub> - Equivalent Single Axle Load med belastning 10 tonn). Nedbrytningsverdien er beregnet for ulike vogntog og totalvekter gitt over.

Vogntogene med totalvekt 74 tonn transporterer tømmeret med minst nedbrytning.

Gjennomsnittlig nedbrytning pr. tonn last er 0,0701 ESAL<sub>10</sub> mens verdien for et vogntog med

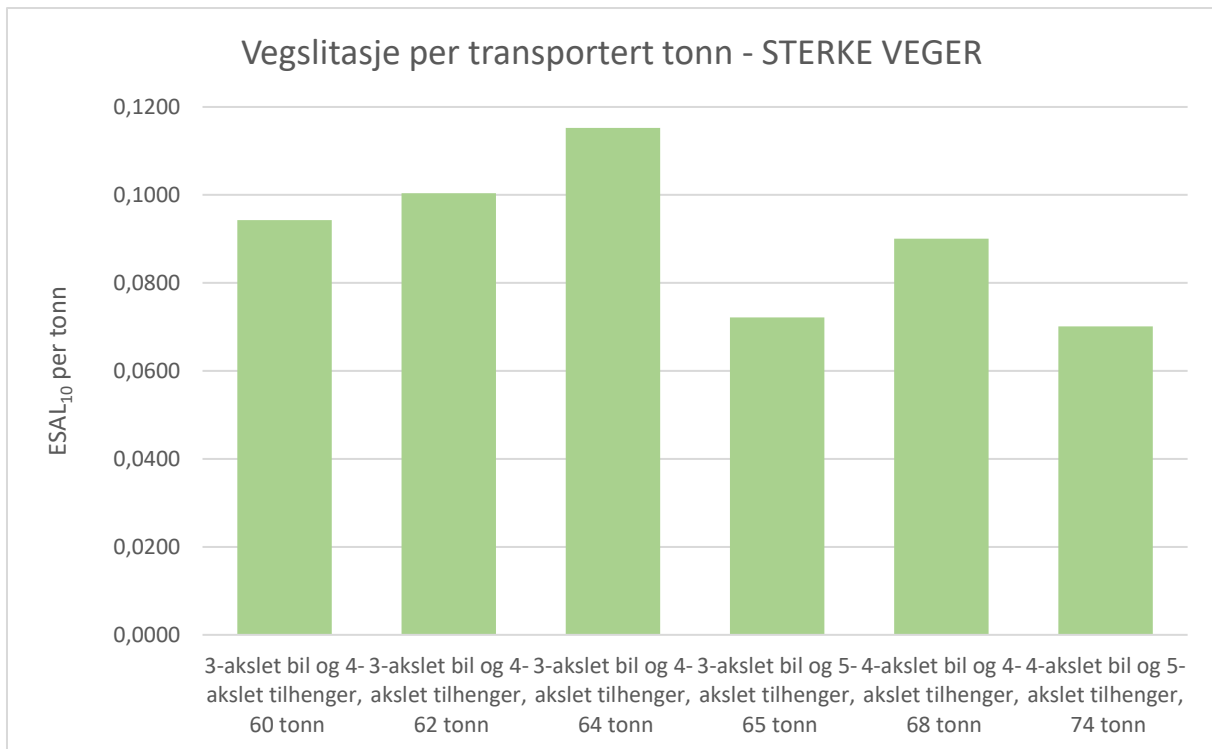


60 tonn totalvekt vil bli 0,0942. Eksempel på utregning for vogntog med totalvekt 74 tonn er vis i Tabell 1. Alle laster er gitt i tonn.

Tabell 1 Eksempel på utregning for et vogntog med totalvekt 74 tonn

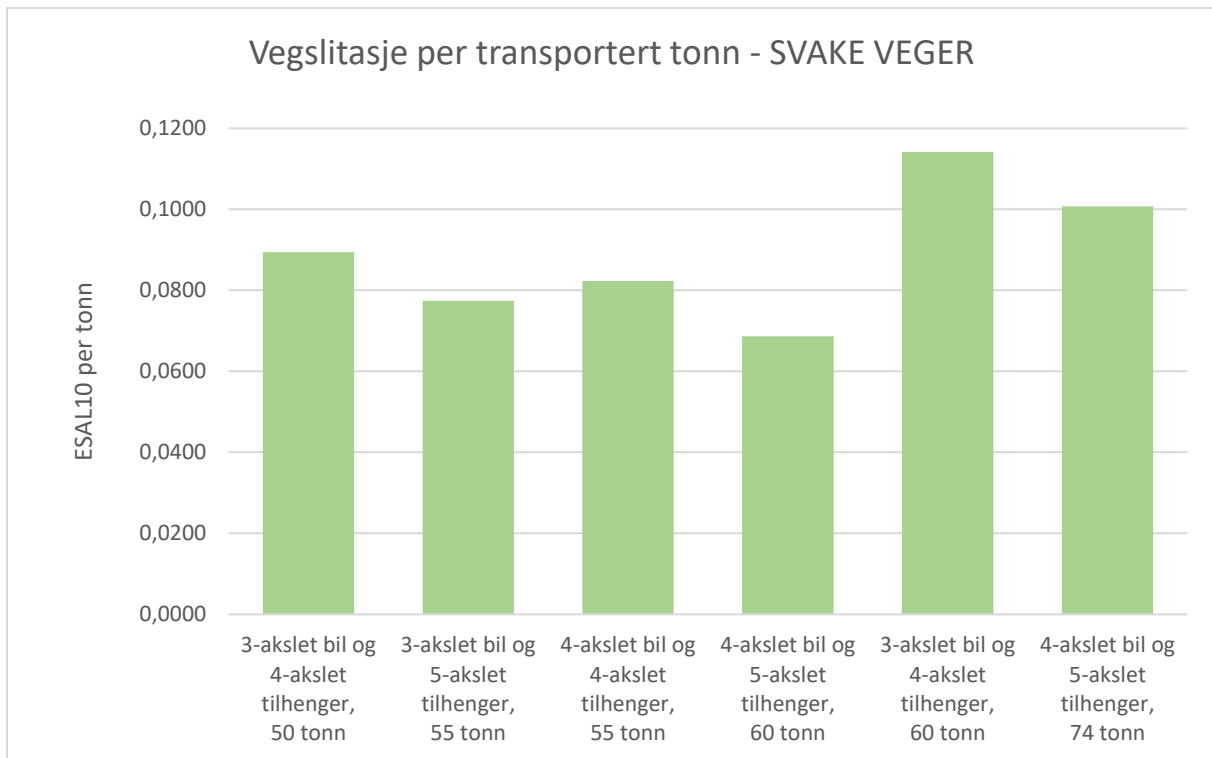
Aksel- gruppe	Akseltype	Last på akselgr.	Antall aksler	Aksel- last	Korreksjonsfaktorer i hht. ref. 4				Aksel- ekvivalenter	Nyttelast	
					Aksel- konfig.	Dekk- konfig.	Fjærings- system	Lufttrykk			
<b>4-akslet bil sterk veg 32 t</b>											
1	Styreaksel	8	1	8	1	2,19	0,95	1,2	1,023		
2	Løpeaksel	24	1	6	1,8	2,19	0,95	1	0,485		
2	Drivaksler	24	2	9	1,8	1	0,95	1	1,122		
2	Sum for akselgruppe 2								0,910		
									SUM	1,932	15,0
<b>5-akslet tilhenger sterk veg 42 t</b>											
3	Foran	18	2	9	1,4	1	0,95	1	0,873		
4	Bak	24	3	8	1,8	1	0,95	1	0,700		
									SUM	1,573	35,0
					Bil	Tilhenger	Vogntog	Nyttelast	Slitasje per transportert tonn		
					ESAL10	ESAL10	ESAL10		ESAL10 per tonn		
4-akslet bil og 5-akslet tilhenger					1,932	1,573	3,505	50	<b>0,0701</b>		

Skal eksempelvis 10 000 tonn tømmer transporteres over en gitt vegstrekning med 60 tonn vogntog (7 akslinger) vil dette tilsvare nedbrytningen fra  $10\,000 * 0,0942 = 942$  standardaksler. Transporteres tømmeret med 74 tonn vogntog (9 akslinger) vil dette tilsvare nedbrytningen fra  $10\,000 * 0,0701 = 701$  standardaksler.



Figur 19 Nedbrytning pr. tonn transportert tømmer for ulike vogntog med forskjellig totalvekt – STERK VEG

Ved beregning av vegslitasje av svake veger, dvs. uten samvirke mellom akslene, har Skjølaas gjort beregninger for totalvekter i området 50 til 60 tonn. I teleløsningen vil svært mange veger regnes som svake. Dette gjelder i særlig grad fylkeskommunale og kommunale veger. Uten lastrestriksjoner i teleløsningen må også effekten av totalvekt i denne perioden beregnes. Skjølaas' beregninger er derfor supplert med resultater for totalvekt 60 tonn (3-akslet bil og 4-akslet tilhenger) og 74 tonn (4-akslet bil og 5-akslet tilhenger); se Figur 20.



Figur 20 Nedbrytning pr. tonn transportert tømmer for ulike vogntog med forskjellig totalvekt - SVAKE VEG

Nedbrytningen øker altså betydelig om tillatt totalvekt økes fra 60 til 74 tonn for 9-akslede kjøretøyer i teleløsningsperioden og i andre perioder med dårlig bæreevne hvor det ikke er samvirke mellom akslingene. Økningen i nedbrytning er 39 %. Ifølge denne beregningsmetoden vil det være svært gunstig å redusere tillatt totalvekt for denne kjøretøykonfigurasjonen i slike perioder.

Beregningsmetoden egner seg best på vegnettsnivå og ikke på prosjektnivå.

Metoden tar ikke hensyn til pumpeeffekten beskrevet i kap. 2.3.2 og denne kan bli betydelig, spesielt i teleløsningsperioden.

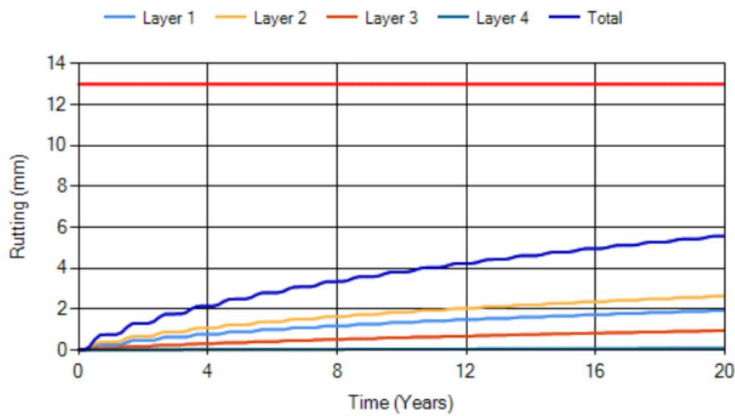
## **4.2 Mastergradsoppgave «Nedbrytning av veg ved bruk av tømmervogntog med totalvekt opptil 74 tonn», Marit Helene Uppstrøm Kværnmo, NMBU**

Oppgaven (ref. 3) tar utgangspunkt i belastningsforsøkene utført på fv2094. Her beskrives bakgrunn, teori, beskrivelse av beregningsmodeller og målemetoder i tillegg til beskrivelser av siste belastningsforsøk.

Det er gjort beregninger av skadeutviklingen ved bruk av dataprogrammet ERAPave. Dette programmet er under utvikling i Sverige og vil bli en viktig del i det norske dimensjoneringsystemet som utvikles i etatsprosjektet VegDim. Denne oppgaven var en mulighet for å teste selve beregningsprogrammet.

Skadeutviklingen ble beregnet for to typiske vegkonstruksjoner; en svak veg og en sterk veg. Materialer i vegoverbygningen og undergrunnen samt lagtykkelser er valgt ut fra oppgravingsdata for fylkesvegnettet i gamle Hedmark fylke. Skadetyper som ble beregnet, var spordybdeutvikling og utmatting, og i denne oppgaven ble det lagt vekt på sporutviklingen.

Da ERAPave er under utvikling og har behov for validering og kalibrering, gir programmet sannsynligvis ikke korrekte verdier. Likevel vil beregningen gi informasjon om relative forskjeller for ulike vogntogkombinasjoner på de to vegkonstruksjonene. Beregningene er utført for ulike aksel- og hjulkonfigurasjoner og virkningene er for de ulike vogntogene. Figur 21 viser et eksempel på beregnet spordannelse for en trippelaksel med tvillingmonterte hjul.



Figur 21 Spordannelse for trippel aksel med tvillingmonterte hjul, svak overbygning. Skjerm bilde fra ERAPave PP. (Figur hentet fra mastergradsoppgaven.)

I beregningene er det antatt ÅDT=125 og 10 % tunge kjøretøyer. Ellers er forutsetningene mht. type kjøretøyer og nyttelast de samme som beskrevet i denne rapporten.

Tabell 2 oppsummerer beregningene for overbygning 1, svak veg, og overbygning 2, sterk veg, i størrelsen på spordannelse pr. år. Spordannelse pr. tonn nyttelast er det mest interessante i denne tabellen.

Tabell 2 Spordannelse avhengig av totalvekt og overbygningstype. (Tabell hentet fra mastergradsoppgaven (ref. 3))

		60 tonn	74 tonn
	Nyttelast pr kjøretøy (tonn)	38,0	50,0
<b>Overbygning 1</b>	Spordannelse pr. kjøretøy pr. år (mm)	1,9000	2,7500
	Spordannelse pr. tonn nyttelast (mm)	0,0500	0,0550
<b>Overbygning 2</b>	Spordannelse pr. kjøretøy pr. år (mm)	0,3400	0,4100
	Spordannelse pr. tonn nyttelast (mm)	0,0089	0,0082

For disse beregningene blir det ikke tatt hensyn til pumpeeffekten.

For svake veger er konklusjonen at spordannelsen er minst ved bruk av 7 akslede vogntog med totalvekt 60 tonn. For sterke veger vil 9 akslede vogntog med totalvekt 74 tonn være gunstigst mht. spordannelse.

Metoden benyttet i Norsk Skogeierforbunds rapport gir motsatt konklusjon for svake veger. For sterke veger blir konklusjonen den samme. ERAPave-beregningene gir 8,5 % redusert spordannelse om de tyngste kjøretøyene benyttes, mens 4. potens-regelen gir en reduksjonen på ca. 15 %.



## 5 Belastningsforsøk

To belastningsforsøk ble gjennomført på fylkesveg fv 2094 i Våler kommune for å vurdere om det er forskjell på nedbrytning fra kjøretøyer med totalvekt 60 tonn kontra kjøretøyer med totalvekt 74 tonn.

Første belastningsforsøk ble gjennomført 21. og 22. september 2020 under normale sommerforhold. Neste forsøk ble gjennomført 20. april 2021 og dette var helt i starten av teleløsningen.

### 5.1 Beskrivelse av forsøksstrekningen

Forsøksstrekningen er vist på kart, Figur 22. Vegidenten er fv2094, S4D1, meter 0-4400. (Gravbergvegen).

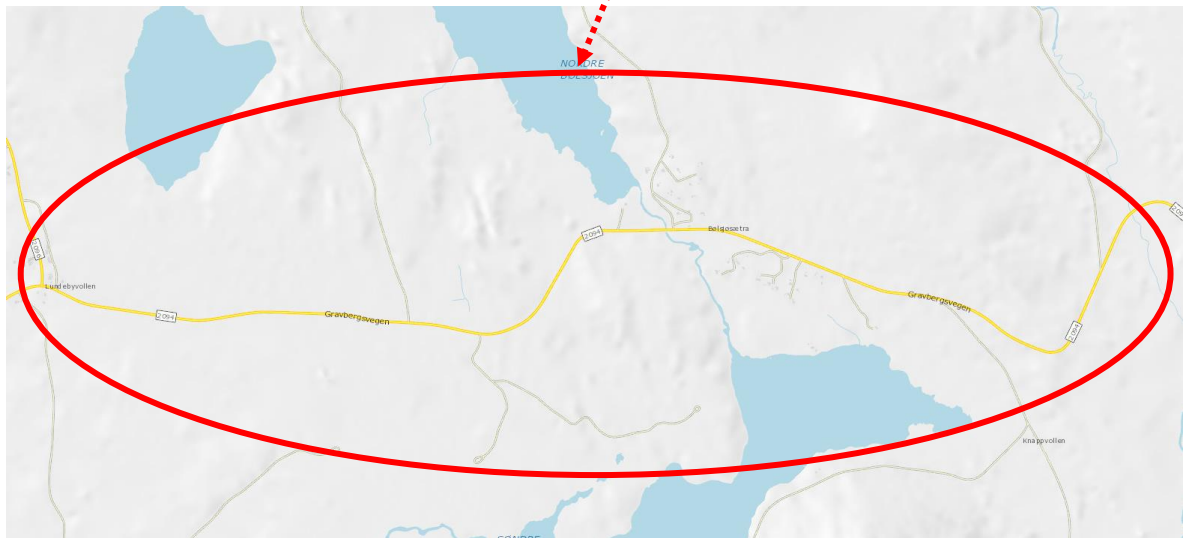
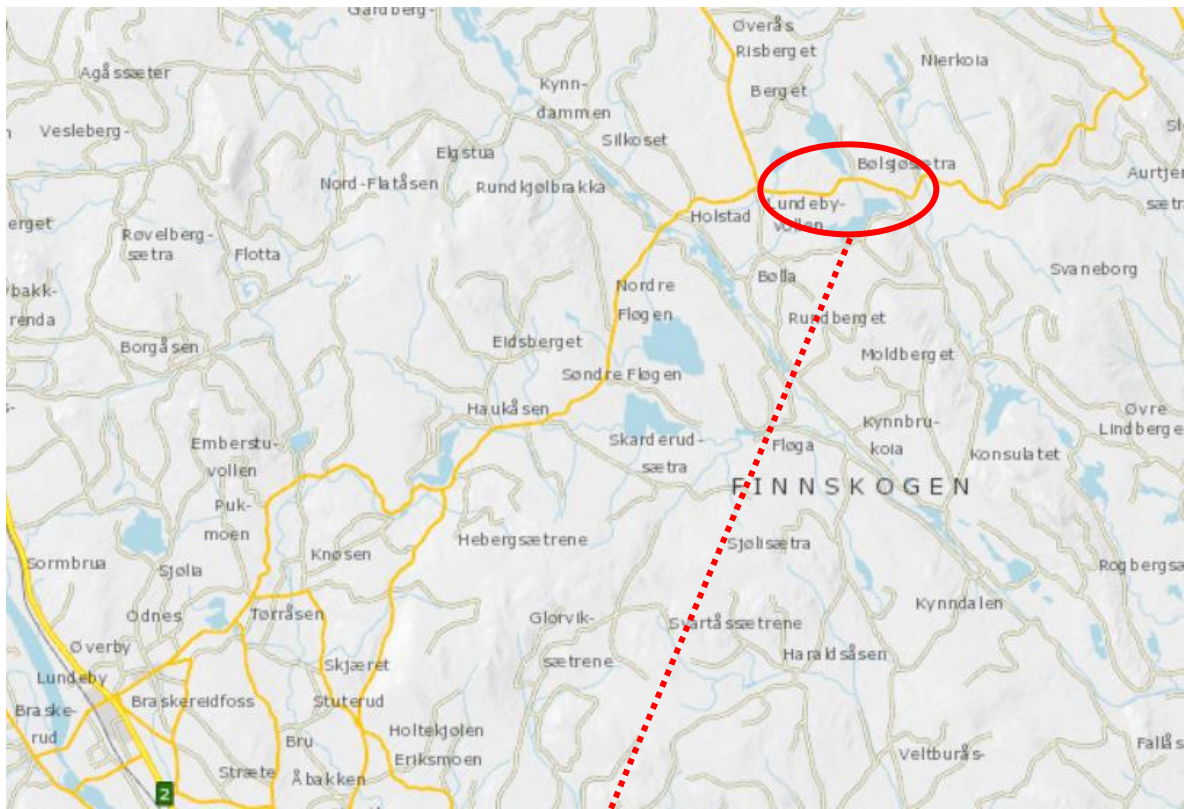
Trafikkmengden er ÅDT 125 og det er antatt 10 % tunge kjøretøyer. Asfaltert grus (Ag) med tykkelse 44 mm ble lagt i 2014 som slitelag. Ag er ikke en normert dekketype og benyttes normalt som bærelag. Gjennomsnittlig dekkebredde er 5,5 m. I tillegg har vegen stedvis grusskulder.

Vegen ble rehabilitert forut for dekkeleggingen. Grøftetilstanden er derfor god. I følge NVDB har ingen deler av strekningen behov for utbedring av grøfter. Det finnes ingen informasjon om materialtyper og lagtykkelser for vegkonstruksjonen i vegdatabanken.

Årlige tilstandsmålinger er utført på strekningen. Figur 23 viser spordybder målt høsten 2020 og er utført før første belastningsforsøk. Figuren viser spordybden beregnet ut fra metoden «bunnrettholt» og ut fra metoder beskrevet i en egen fil som gjelder for denne vegen (kombinasjon av «snormetoden» og «bunnrettholt»). Det er disse dataene som lagres i vegdatabanken.

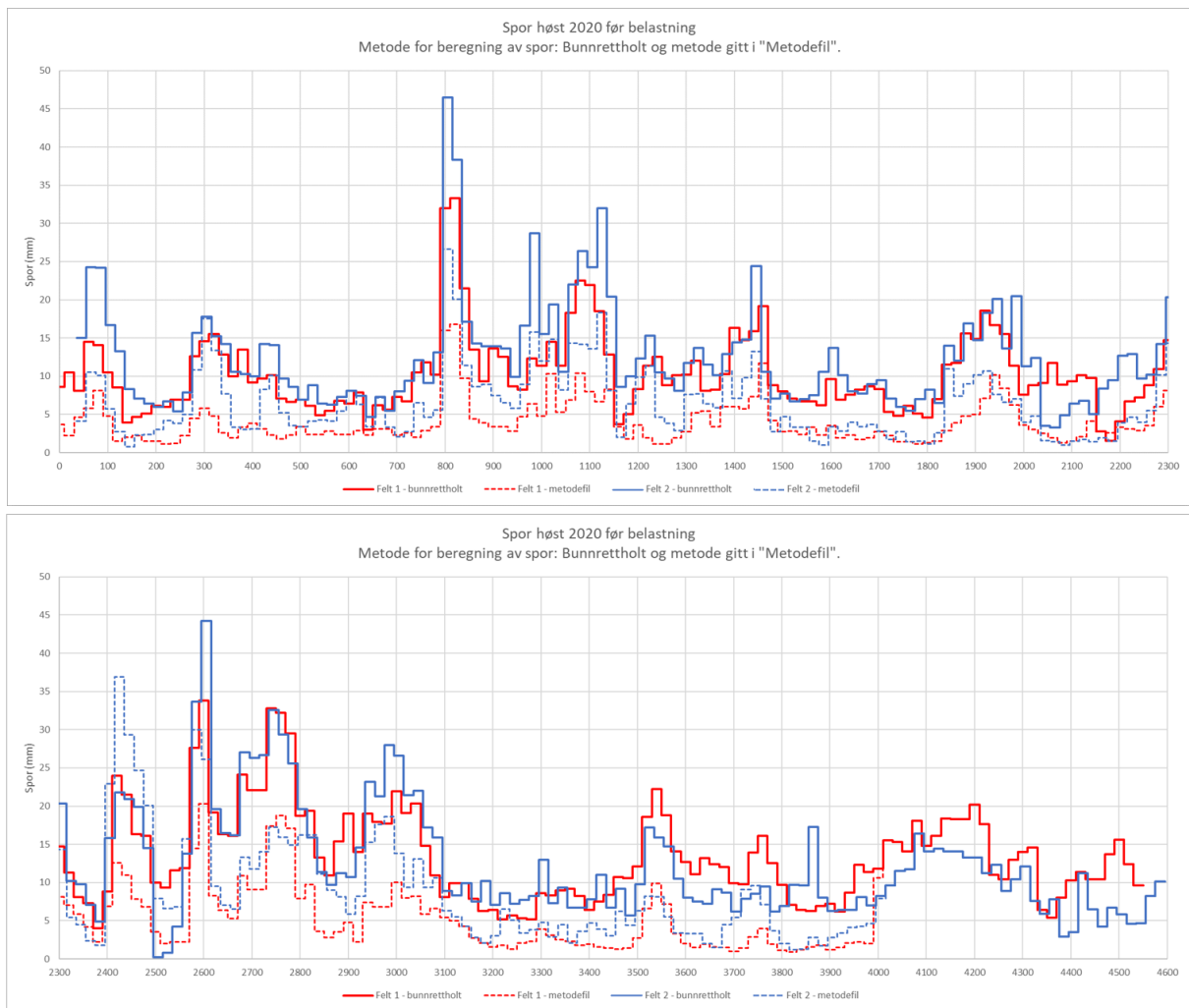
Enkelte punkter har allerede mer enn 25 mm spor og indikerer svært dårlig bæreevne. Den riktige betegnelsen er jevnhet i tverrprofilet og for flere av punktene er det ujevnheter som skyldes bevegelser i undergrunnen/overbygningen som følge av telekrefter.

Deler av strekningen viser også tilfredsstillende bæreevne.



Figur 22 Kart - forsøksstrekning

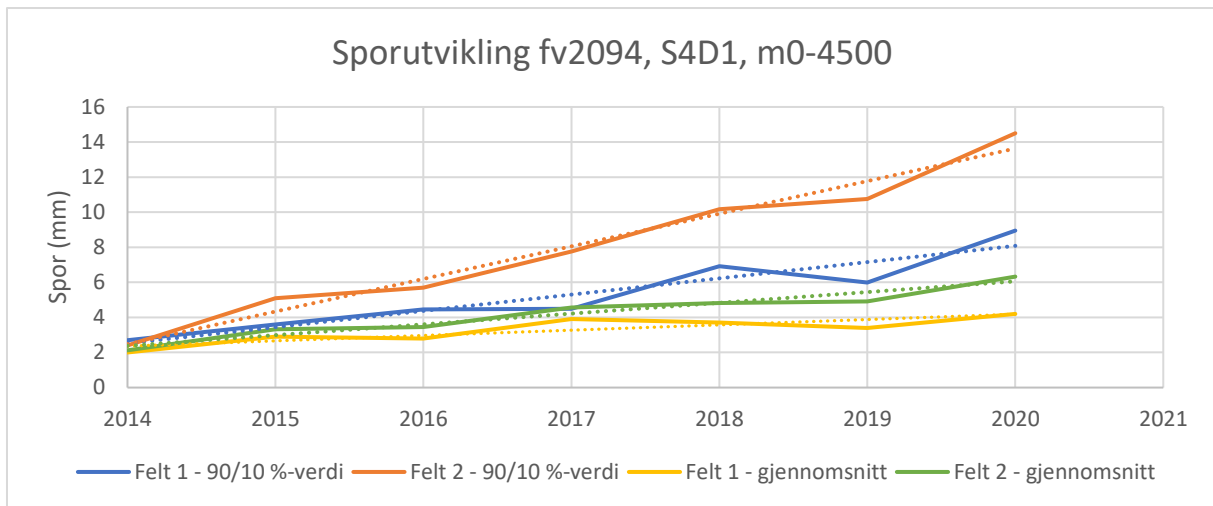




Figur 23 Spordybder høsten 2020

Benyttes metoden «bunnrettholt» er forskjellen i sporutvikling langt mindre. For høsten 2020 er gjennomsnittlig spordybde 11,5 og 13,1 mm for henholdsvis felt 1 og felt 2 og 90/10 %-verdien 19,5 og 21,3 mm. Medianverdiene er henholdsvis 10,5 og 10,7 mm. Tallene baserer seg på tre parallelle målinger i felt 1 og to parallelle i felt 2.

Hvis initialsporverdiene er identiske for begge kjørefeltene og settes til 4 mm vil kjørefelt 1 ha en levetid på 8,1 år og kjørefelt 2 6,7 år.



Figur 24 Sporutvikling 2014-2019

Kap. 2.3.3 beskriver sporutviklingen for at en veg i sidehellende terreng, og normalt vil denne være størst på skjæringssiden. Figur 24 viser sporutviklingen når sporberegningene gjøres som beskrevet i metodefilen og figuren viser en markert forskjell på kjørefeltene. Det er viktig å ta hensyn til at belastningene er forskjellige i de to kjørefeltene. Tungtransporten består hovedsakelig av tømmertransport og bilene kjører uten last i kjørefelt 1 og med last i kjørefelt 2. Dette kan i stor grad forklare forskjellene i sporutvikling.

Det er anslått at årlig transportert mengde ut av området og over forsøksstrekningen er 10 000 til 20 000 m<sup>3</sup>. Dette tilsvarer 250-500 fullastede tømmervogntog.

## 5.2 Beskrivelse av belastninger

Et kjøretøy med 74 tonn totalvekt og 9 akslinger vil gi større nedbrytning enn et kjøretøy med 60 tonn totalvekt og 7 akslinger, men samtidig vil de tyngste ha ca. 25 % høyere nyttelast. Den viktige parameteren er nedbrytningen pr. tonn transportert tømmer.

I forsøkene ble det benyttet 4 kjøretøyer med totalvekt 74 tonn og 5 kjøretøyer med totalvekt 60 tonn. Transportert mengde tømmer er tilnærmet lik for disse gruppene og detaljene beskrives nærmere for hvert forsøk.

Disse to kjøretøygruppene kjørte i konvoier i hvert sitt kjørefelt og benyttet samme kjørefelt i begge retninger. Kjøretøyene med vekt 60 tonn benyttet kjørefelt 1 og de med vekt 74 tonn

benyttet kjørefelt 2. Under kjøring var avstanden mellom bilene omtrent slik den ville ha vært under normal trafikk. Imidlertid var sannsynligvis kjørehastigheten noe større for de letteste bilene uten at dette ble registrert; kun visuelt observert.

Bilene ble lastet opp kvelden før forsøkene hos Norsk Virkesmåling, avdeling Braskereidfoss. Hver akselgruppe ble målt på vekt slik at egenvekt og nyttelast er kjent i detalj. Disse er gitt under beskrivelse av de enkelte forsøkene.

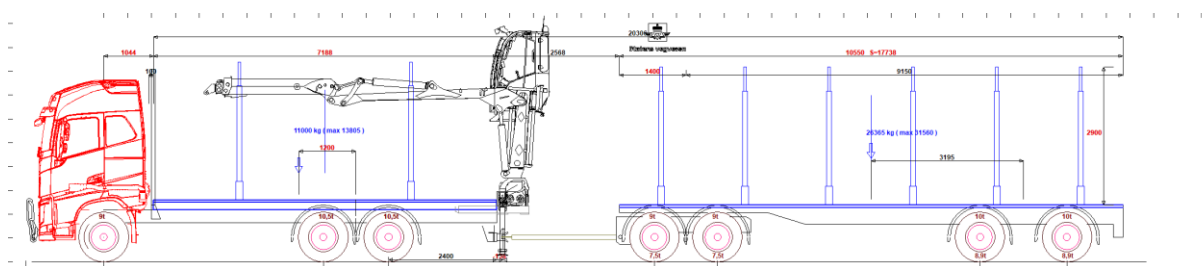
Trafikken ble regulert ved bruk av trafikkdirigenter og ble sluppet gjennom forsøksområdet sammen med konvoiene. Denne trafikken besto stort sett av lette kjøretøyer og forstyrrer i liten grad tolkningen av måleresultatene.

Det ble bygget en egen snuplass i østre ende av forsøksstrekningen og i vestre ende måtte bilene kjøre til rasteplass ved Kynna bru for å snu. Denne delen var åpen for normal trafikk slik at kjøretøyene som var med i forsøket, kjørte i høyre kjørefelt.

Bilkonvoiene møttes omtrent midt på strekningen og gjør at bilene vil plassere seg noe forskjellig i kjørebanelen her enn på resten av strekningen.

### 5.2.1 Kjøretøyer med 60 t totalvekt

Skissen i Figur 25 viser et kjøretøy med totalvekt 60 tonn.



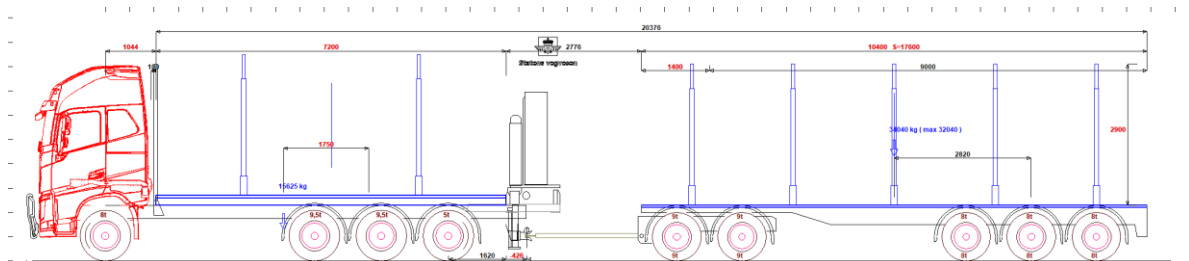
Figur 25 Skisse for kjøretøy 60 tonn totalvekt

Kjøretøyene har 7 akslinger med to boggi-aksler og en langboggi i tillegg til styreakslingen. Alle akslingene har tvillingmonterte hjul med unntak for styreakslingen.

Nyttelasten var i forsøkene ca. 38 tonn (bil 9-10 tonn, henger 28-30 tonn).

## 5.2.2 Kjøretøyer med 74 t totalvekt

Skissen i Figur 26 viser et kjøretøy med totalvekt 74 tonn.



Figur 26 Skisse for kjøretøy 74 tonn totalvekt

Kjøretøyene har 9 akslinger med to trippel-akslinger og en boggi i tillegg til styreakslingen. Den siste akslingen i trippelkonfigurasjonen på bilen har singelmonterte hjul. Alle andre akslinger, med unntak av styreakslingen, har tvillingmonterte hjul.

Nyttelasten var i forsøkene ca. 50 tonn (bil 15 tonn, henger 35 tonn).

## 5.3 Belastningsforsøk 1, høsten 2020

### 5.3.1 Innledning

Belastningsforsøket startet morgenen 22/9 og ble avsluttet ettermiddag 23/9. Bæreevne og tilstandsmålinger ble gjennomført før, under og etter forsøket, og resultatene er gitt i dette delkapittelet.

### 5.3.2 Belastninger – høst 2020

Gjennomsnittlig nyttelast for kjøretøyene med totalvekt 60 tonn var i dette forsøket 38,3 tonn og for kjøretøyene med totalvekt 74 tonn var denne 50,0 tonn. Fem kjøretøyer med totalvekt 60 tonn har en samlet nyttelast på 191,4 tonn og fire kjøretøyer med totalvekt 74 tonn har total nyttelast 200,1 tonn. Størrelsen på samlet nyttelast er 4,5 % høyere for tyngste bilene, men nyttelasten er i samme størrelsesorden. Data for hver enkelt bil er vist i tabellen under.

Tabell 3 Innveingsdata for belastningsforsøk høst 2020

Kjøretøy	Innveingsdata (kg)				Bil	Tilhenger	Sum	Nyttelast
	Aksel 1	Aksel- gruppe 2	Aksel- gruppe 3	Aksel- gruppe 4				
Bil 74t - 1	7 860	23 580	18 380	24 000	31 440	42 380	73 820	50 195
Bil 74t - 2	8 120	23 900	17 160	25 120	32 020	42 280	74 300	50 725
Bil 74t - 3	8 220	23 840	17 820	23 180	32 060	41 000	73 060	50 365
Bil 74t - 4	6 360	24 640	17 860	24 060	31 000	41 920	72 920	48 785
<b>Gj.snitt for kjøretøyer med totalvekt 74 tonn</b>							<b>73 525</b>	<b>50 018</b>

Bil 60t - 1	7 860	18 420			26 280	34 280	60 560	37 945
Bil 60t - 2	8 480	17 460	17 100	17 320	25 940	34 420	60 360	39 085
Bil 60t - 3	8 660	17 620	16 380	17 660	26 280	34 040	60 320	38 295
Bil 60t - 4	7 660	18 040	16 380	18 280	25 700	34 660	60 360	38 439
Bil 60t - 5	7 240	19 200	14 880	18 460	26 440	33 340	59 780	37 595
<b>Gj.snitt for kjøretøyer med totalvekt 60 tonn</b>							<b>60 276</b>	<b>38 272</b>

Kontrollen med antall turer var mangelfull, men hvert kjørefelt fikk det samme antallet overfarer. En bil med 74-tonn måtte reise til Braskereidfoss for å fylle drivstoff. Strekningen er ca. 25 km hver veg slik at tiden denne bilen ikke deltok i forsøket var ca. 1-1,5 time. Dette tilsvarer ca. 5 passeringer som denne bilen ikke kunne gjennomføre.

Totalt ble det foretatt 36 turer for hver konvoi. Dette tilsvarer 180 kjøretøypasseringer med 60 tonn og 139 kjøretøypasseringer med 74 tonn.

I felt 1 (60 tonn kjøretøyer) ble det transportert  $38,3 \text{ tonn/kjøretøy} * 180 \text{ kjøretøypasseringer} = 6889 \text{ tonn}$ . For felt 2 (74 tonn kjøretøyer) er tilsvarende tall  $50 \text{ tonn/kjøretøy} * 139 \text{ kjøretøypasseringer} = 6950 \text{ tonn}$ . Forskjellen skyldes den ene kjøretøyet som måtte reise til Braskereidfoss for å fylle drivstoff. I felt 2 ble det altså transportert 0,9 % mer tømmer enn i felt 1.

Antall aksellastpasseringer i felt 1 (60 tonn kjøretøyer) er  $180 \text{ kjøretøypasseringer} * 7 \text{ aksllaster/ kjøretøypasseringer} = 1260 \text{ aksllaster}$  og felt 2 (74 tonn kjøretøyer)  $139 \text{ kjøretøypasseringer} * 9 \text{ aksler/ kjøretøypasseringer} = 1251 \text{ aksllaster}$ . Gjennomsnittlig aksellast for kjøretøyene med 60 tonn totalvekt er 8,61 tonn og for 74-tonn totalvekt er dette 8,17 tonn. Akselkonfigurasjonen vil ha betydning for den nedbrytende effekten og denne er bestemt for de to kjøretøykombinasjonene i kap. 4.

Et 7-akslet kjøretøy med totalvekt 60 tonn vil bryte ned vege 43 % mer for hvert tonn som fraktes sammenlignet med et 9-akslet kjøretøy med 74 tonn. Dersom regnemethoden i kap. 4 er korrekt, skal 60 tonn kjøretøyer gi større nedbrytning sammenlignet med 74 tonn kjøretøyer da godsmengden transportert i disse feltene er tilnærmet lik.

### **5.3.3 Utførte målinger og klimaforhold**

#### *5.3.3.1 Bæreevnmålinger*

Bæreevnen ble målt i teleløsningen 15.04. 2020 og ble gjentatt før og etter belastningsforsøket (22. og 23.09.2020).

Bæreevnmålingene utført i teleløsningen 2020 og er beskrevet i egen rapport. Måleverdier etc. er også gjengitt her.

Den ukjente faktoren her er «pumpeeffekten» og dette er grunnen til at målinger ble utført både før og etter belastningsforsøket.

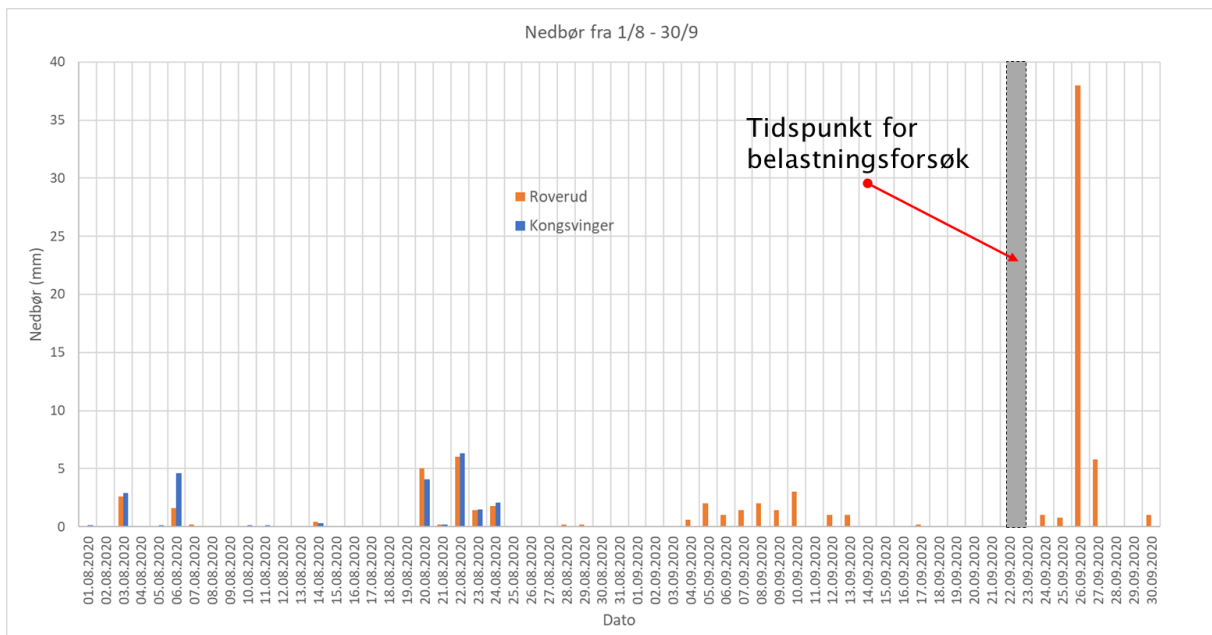
#### *5.3.3.2 Tilstandsmålinger*

Tilstanden ble målt ved hjelp av vegvesenets ViaPPS-utstyr. Målinger ble utført før, under og etter belastningsforsøket.

#### *5.3.3.3 Klimaforhold*

Værforholdene har stor betydning for nedbrytningen/vegslitasjen. For veger som fv2094 er spesielt fuktforholdene i og under vegkonstruksjonen av stor betydning. Bæreevnen for granulære materialer varierer sterkt med vanninnhold og metningsgrad (dvs. andelen av porer i jordartene som er fylt med vann).

Figur 27 viser nedbørsmengden for august og september 2020 for de to målestasjonene (Roverud og Kongsvinger) som ligger nærmeste forsøkestrekningen, sammen med tidspunktet for belastningsforsøket. Nedbørsmengden er svært liten i tiden før forsøket.



Figur 27 Nedbør i august og september 2020 for værstasjonene Roverud og Kongsvinger

Den påfølgende figuren er hentet fra [www.senorge.no](http://www.senorge.no) og viser grunnvannsnivået i området beregnet ut fra HBV-modellen («Hydrologiska Byråns Vattenbalanssektions modell» er utviklet ved Svenska Meteorologiska och Hydrologiska Institut). En lignende fremstilling på samme nettsted, viser at metningsgraden er mindre enn 60 % (Figur 28). Dette er laveste nivå angitt i [senorge.no](http://senorge.no)'s fremstilling.

Lav grunnvannstand og lav metningsgrad stemmer overens med lav nedbørsmengde.



Figur 28 Grunnvannsnivå under belastningsforsøket. Kilde: [www.senorge.no](http://www.senorge.no).

Temperatur vil også ha betydning for nedbrytningen, men mest for strekninger med større dekketykkelser enn her.

### 5.3.4 Resultater – belastningsforsøk 2020

#### 5.3.4.1 Bæreevne – høst 2020

Bæreevne målingene er kun gyldige for tidspunktet målingene er utført. Bæreevnen varierer med temperaturen i asfaltdekket, fuktinnholdet i vegoverbygningen og undergrunnen.

For å kunne sammenligne målingene er det utført en enkel temperaturkorrigering (mot referansetemperatur 20 grader) vha. målt overflatetemperatur i hvert målepunkt. Følgende formel er brukt for kalibreringen (ref. 9):

$$\text{Korrigert bæreevne} = \frac{\text{Bæreevne}}{1,3 - 0,015 \times T} [\text{Tonns}]$$

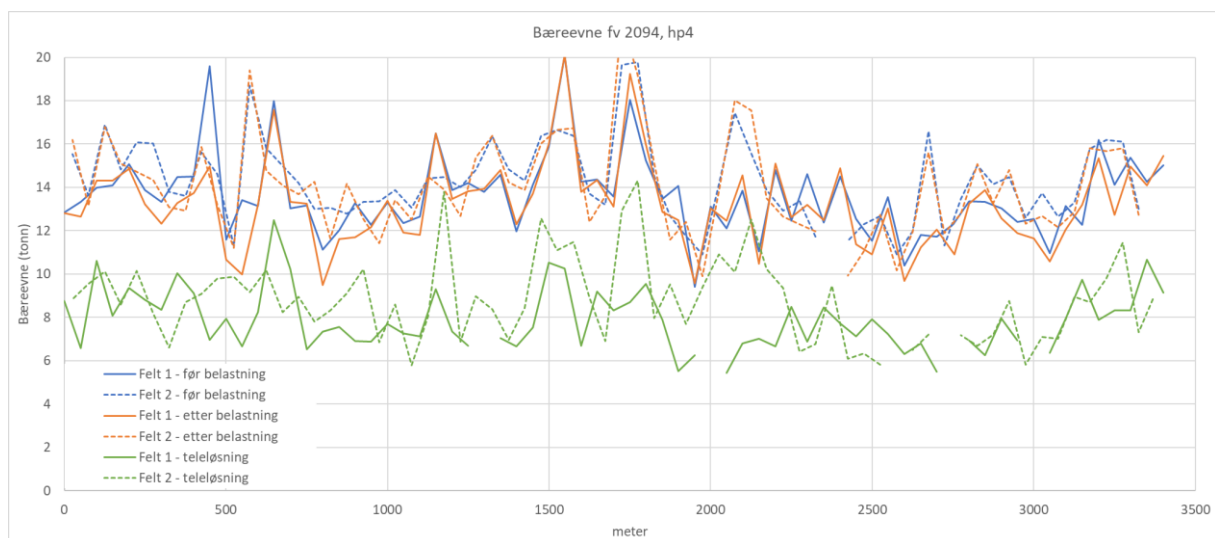
hvor

$T$  = dekketemperaturen midt i dekket ( $^{\circ}\text{C}$ )

Korrigert bæreevne knyttes til referansetemperatur  $T_r = 20^{\circ}\text{C}$

Det er mulig denne overestimerer virkningen av dekketemperaturen da dekketykkelsen er relativt liten.

Resultatene kan kun brukes til sammenligning av målinger, og ikke som et mål på absolutt bæreevne. Bæreevnen målt før og etter belastningsforsøket er tilnærmet lik. Målingene er grafisk fremstilt i Figur 29 under sammen med målingene utført i teeløsningen 2020.



Figur 29 Målt bæreevne



Gjennomsnittsverdier og dimensjonerende bæreevne (10 %-fraktilen) for målingene uten temperaturkorreksjon er vist i Tabell 4.

Tabell 4 Bæreevne uten temperaturkorreksjon

Felt	Gjennomsnittlig bæreevne			Dimensjonerende bæreevne		
	Teleløsn.	Før belastn.	Etter belastn.	Teleløsn.	Før belastn.	Etter belastn.
1	7,9	13,6	13,2	6,4	11,7	10,9
2	8,8	14,3	14,0	6,5	11,9	11,6

Korrigeres bæreevnen ut fra formelen over vil bæreevnen reduseres litt. Verdiene er gitt i Tabell 5.

Tabell 5 Bæreevne med temperaturkorreksjon

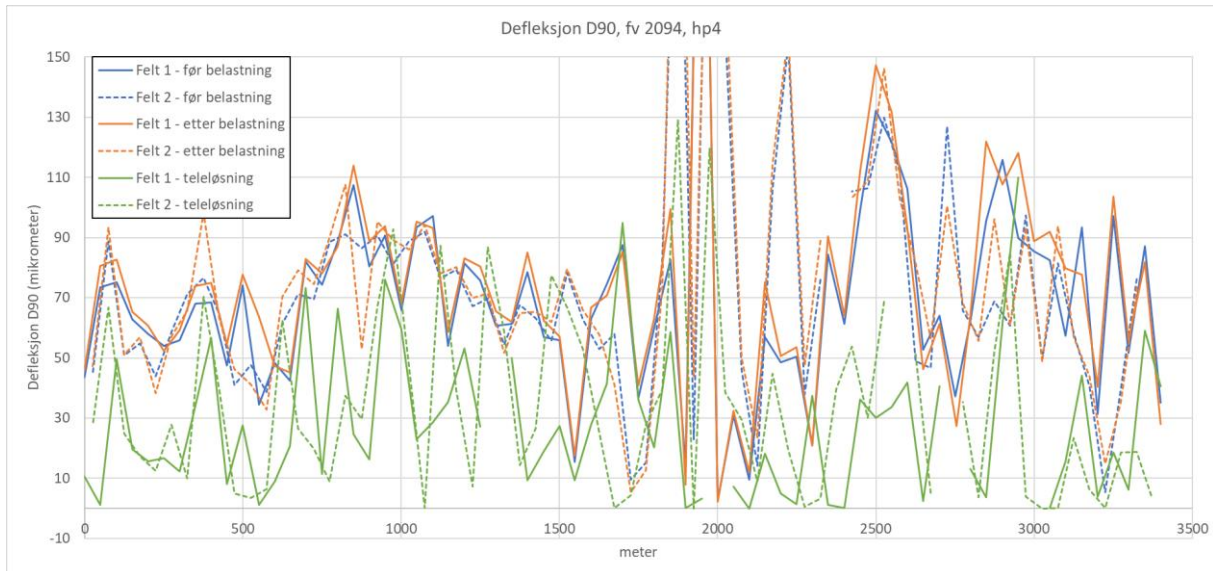
Felt	Gjennomsnittlig bæreevne			Dimensjonerende bæreevne		
	Teleløsn.	Før belastn.	Etter belastn.	Teleløsn.	Før belastn.	Etter belastn.
1	6,9	12,1	11,9	5,6	10,4	9,8
2	8,0	12,4	12,4	6,0	10,3	10,4

Gjennomsnittlig bæreevne er redusert med 2,5 % og dimensjonerende bæreevne med 4,6 % som følge av belastningsforsøket dersom vi ikke korrigerer for temperatur. For temperaturkorrigert bæreevne er denne endringen kun henholdsvis 0,5 og 2,5 %. Variasjonene er så små at dette ligger innenfor målenøyaktigheten.

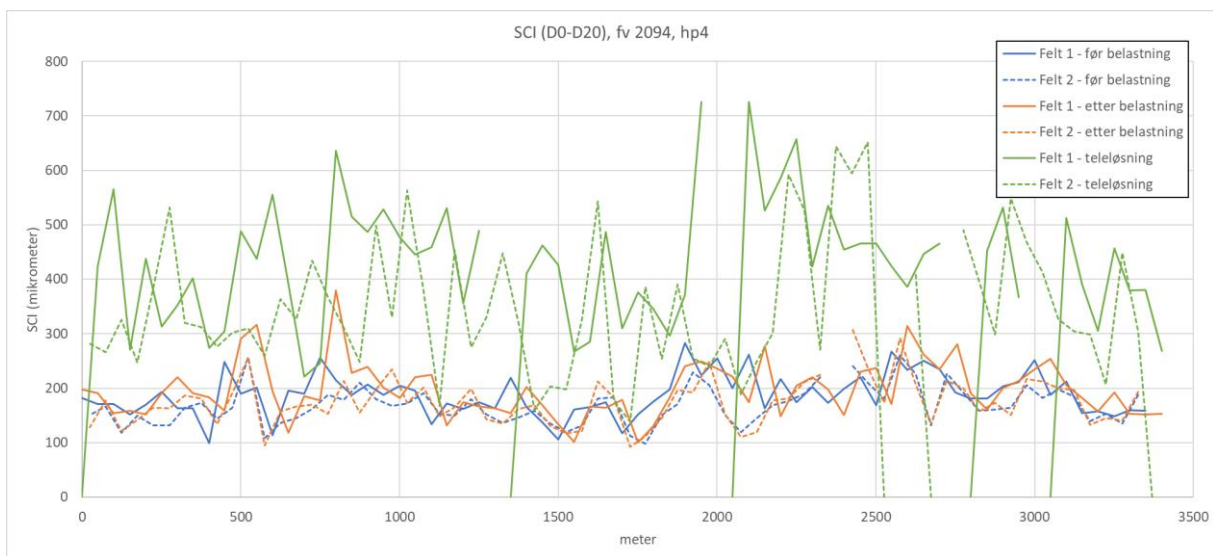
Bæreevnen er imidlertid betydelig lavere i teleløsningen og forskjellen i gjennomsnittsverdi er hele 4,8 tonn for temperaturkorrigert bæreevne. Forskjellen er 5,6 tonn uten temperaturkorrigering. Ut fra dette ble det forventet betydelig større nedbrytninger når belastningsforsøket skulle gjentas i teleløsningen 2021.

Figur 30 og Figur 31 viser  $d_{90}$  og SCI ( $d_0-d_{20}$ ).  $d_{90}$  er deformasjonen 90 cm fra lastsenteret og beskriver styrken for undergrunnen. Denne verdien er langt lavere i teleløsningen og indikerer at det fortsatt er tele igjen i undergrunnen.

SCI (Surface Curvature Index) beskriver styrken øverst i vegkonstruksjonen. SCI er betydelig høyere i teleløsningen og viser at materialene har lav bæreevne som følge av høyt vanninnhold.



Figur 30  $d_{90}$  – beskriver styrke for undergrunnen



Figur 31 SCI - Surface Curvature Index - beskriver styrken øverst i vegkonstruksjonen

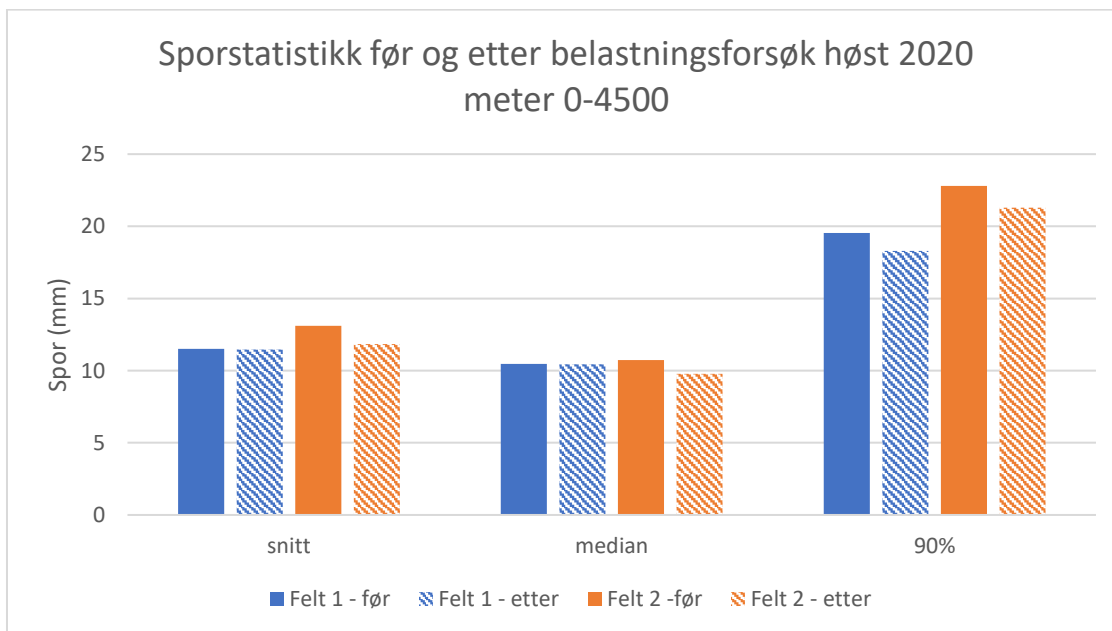
#### 5.3.4.2 Tilstandsutvikling – høst 2020

Målingene av tilstanden viser at det ikke har vært noen forverring av spordybde, jevnhet og tverrfall som følge av belastningene vegen er blitt utsatt for.

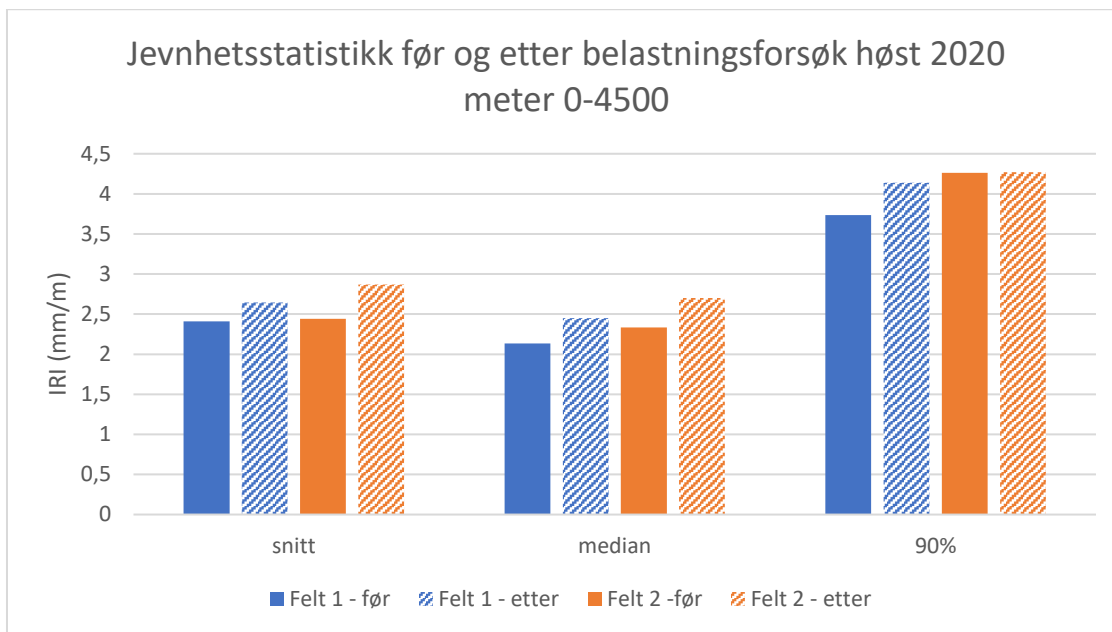
Det er selvfølgelig mindre variasjoner fra måling til måling, men disse er ikke større enn hva som må regnes som naturlige målevariasjoner.

Bilene kjører ikke nødvendigvis i eksakt samme spor hele tiden. Variasjoner sideveis vil medføre at sporet jevnes ut.

Lite nedbør, lav grunnvannstand og lav metningsgrad har medført at vegen hadde god bæreevne under belastningsforsøket. Under disse forholdene er 1250-1260 aksellastpasseringer ikke nok til å gi målbare plastiske deformasjoner i vegoverbygningen og/eller undergrunnen. Gjennomsnittlige spordybde og 90/10 %-verdi er vist i Figur 32 for begge felt og for jevnhet i Figur 33.



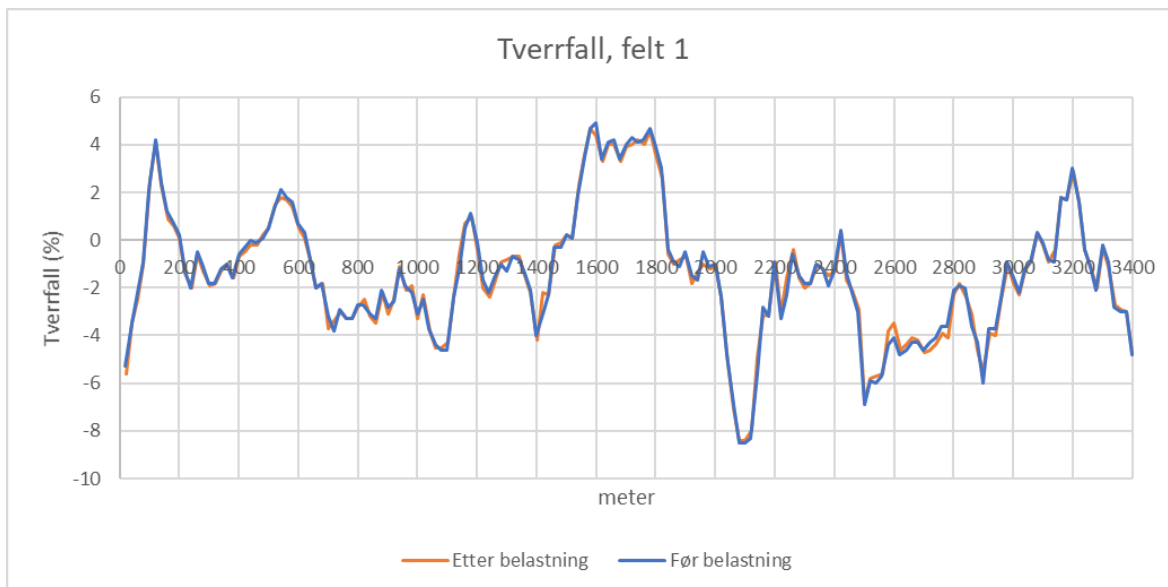
Figur 32 Spordybdeutvikling



Figur 33 Jevnhetsutvikling

Til tross for at bæreevnen er størst for felt 2 er både spor- og jevnhetstilstanden dårligst for dette feltet. Dette skyldes som tidligere nevnt at tømmerbiler kjører med last i dette feltet (frakter tømmeret ut av området) og kjører uten last i felt 1.

Tverrfallet har heller ikke endret seg som følge av belastningsforsøket. Figur 34 viser tverrfallet for første og siste måling for felt 1.

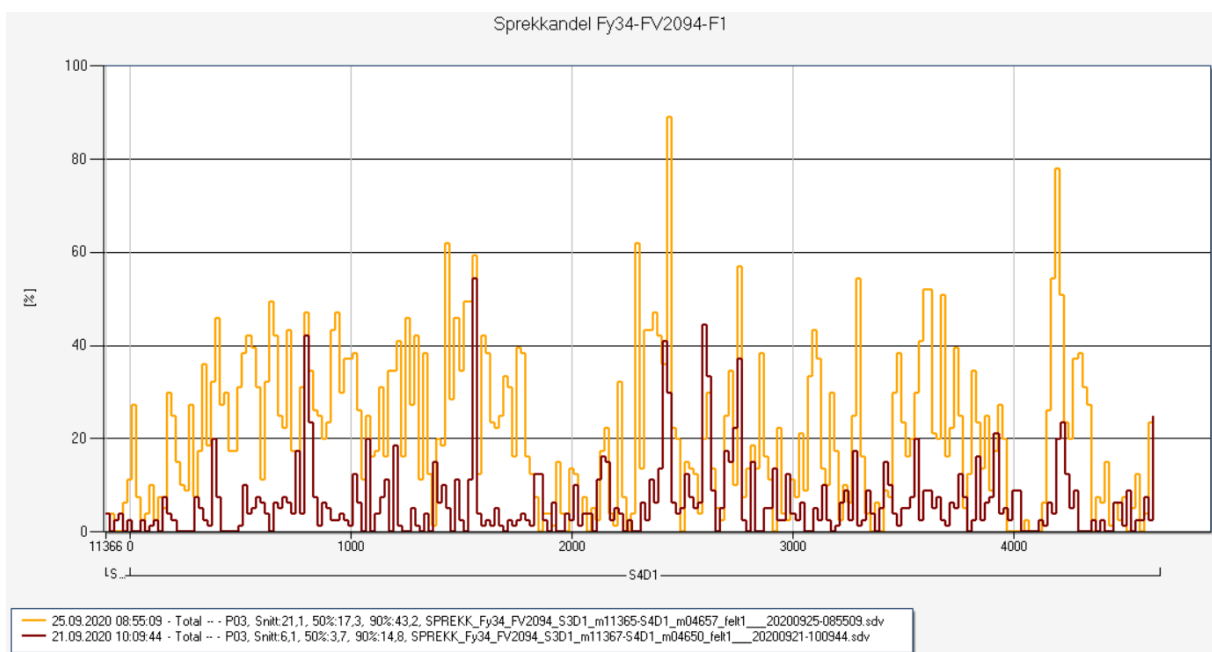


Figur 34 Tverrfall, felt 1, første og siste måling

Sprekkandelen angir hvor mye sprekker som er detektert innenfor målte intervaller og er i dette tilfellet satt til 20 m. Dette intervallet deles opp i ruter med størrelse 25x25 cm og det angis hvor mange prosent av rutene hvor det er detektert en eller flere sprekker. (Vegbredde 3 m og lengde 20 m gir 960 ruter).

Mengde sprekker i asfalten viser en stor økning som følge av belastningene slik som vist i Figur 35. Figuren viser sprekkeandel for felt 1 før og etter belastningsforsøket. Sprekkene vil kunne utvikle seg videre til krakeleringer og slag hull.

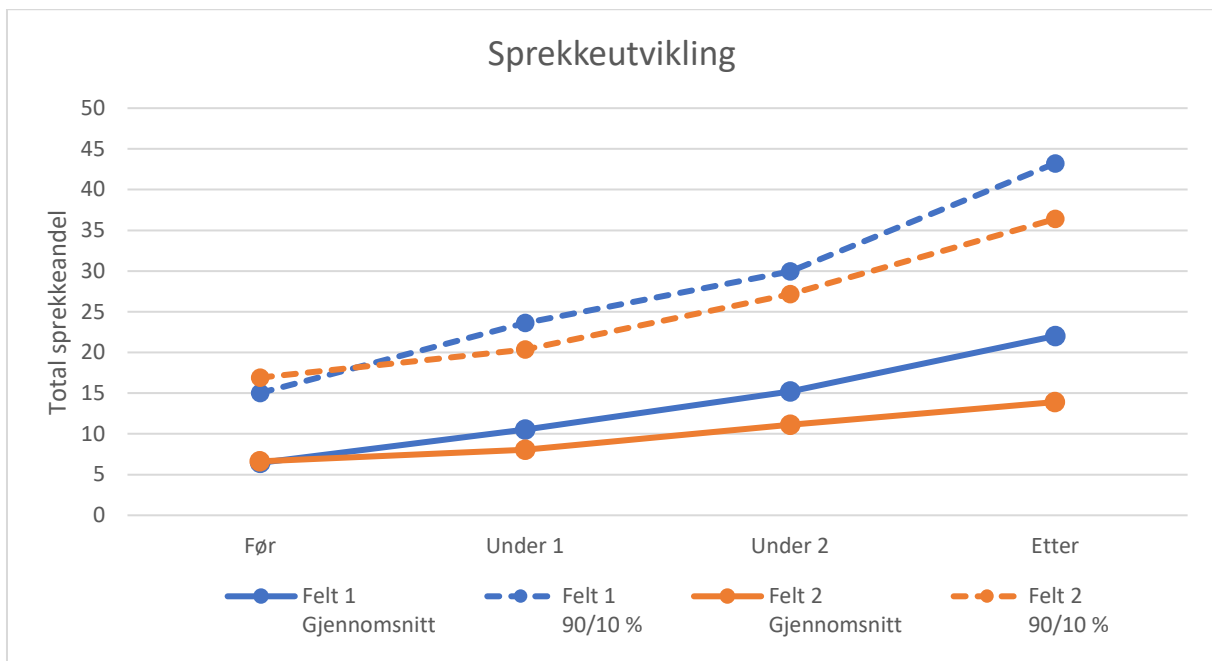
Sprekkene medfører at vann trenger ned i vegkonstruksjonen og dette er uheldig mht. vegens bæreevne. I tillegg medfører sprekkeene at bæreevnen for selve asfaltlaget blir redusert.



Figur 35 Sprekkeandel før og etter belastning

Figur 36 viser hvordan gjennomsnittlig- og 90/10 %-verdien for sprekkeutvikling har endret seg som følge av belastningsforsøket.

Andelen sprekker forut for belastningsforsøket var litt større for felt 2 sammenlignet med felt 1. Denne forskjellen burde vært enda tørtre da belastningene er størst i dette feltet. Det er mange andre faktorer som forårsaker sprekker og som ikke er påvirket av belastningen (setninger, kantskader, telehiv), og det skjer også en del selvleging av sprekker under varme sommerdager. Registreringene i dette forsøket gir kun sprekke dannelse fra trafikkbelastningen og de andre årsakene vil ikke påvirke denne.



Figur 36 Sprekkeutvikling som følge av belastningsforsøket

I tillegg til start- og sluttverdiene er tilstanden målt under selve forsøket. Tidspunktet for «under 1» er lunsj (kl.11-12) første dag og «under 2» er etter at forsøket er avsluttet første dag. Det ble gjennomført målt ved oppstart neste dag og ved lunsj, men disse målingene gir ikke fornuftige resultater og er derfor utelatt.

Gjennomsnittsverdien for begge kjørefeltene lå på samme nivå før belastningen, men etter gjennomført belastning er sprekeandelen betydelig større for felt 1. Det samme gjelder også for 90/10-% verdien. Før forsøket var denne størst for felt 2, men økningen er betydelig større for felt 1.

Tabell 6 Statistikk - sprekker

	Felt 1		Felt 2	
	Gjennomsnitt	90/10 %	Gjennomsnitt	90/10 %
Før	6,4	15,0	6,2	16,9
Under 1	10,5	23,6	8,0	20,4
Under 2	15,2	30,0	11,1	27,2
Etter	22,0	43,2	13,9	36,4
Endring (etter - før)	15,6	28,2	7,3	19,5
Relativ endring	3,42	2,88	2,10	2,15

Økningen i gjennomsnittlig sprekkeandel er 1,63 ganger større for felt 1 sammenlignet med felt 2.

I felt 1 ble det transportert 3,6 % mer tømmer enn i felt 2.

Slitelaget består av asfaltert grus som egentlig ikke skal brukes som slitelag. Normalt er bindemiddelet lavere og kravene til steinmaterialet er ikke særlig strengt. Det lave bindemiddelinnholdet kan medføre at dekket lettere får sprekker, men samtidig vil en del av sprekkeene forsvinne (selvleging) i varme perioder om sommeren. Mengden sprekker og selvlegningsegenskapene vil variere med bindemiddelstivheten.

### **5.3.5 Vurderinger av resultatene fra belastningsforsøket høsten 2020**

Som beskrevet i kap. 5.3.2 er det små forskjeller i godsmengden transportert i de to kjørefeltene.

Felt 2 har størst målt bæreevne hvor målingene er utført med fallodd.

Sportilstand, jevnhet og tverrfall har ikke endret seg som følge av belastningsforsøket. Det kan synes som om spordybden har økt litt mer for felt 2, men dette ligger innenfor målenøyaktigheten. Antall belastninger må være større for å kunne si dette med sikkerhet.

Det er ingen tegn til pumpeeffekt. Dette skyldes fuktforholdene i undergrunnen (se kap. 5.3.3.3) og at vi kanskje har en undergrunn hvor vi har mindre sannsynlighet for at dette fenomenet skjer (dvs. utenom teleløsningen). Finkornige materialer og myr er mest utsatt for denne effekten og ut fra falloddsmålingene har vi sannsynligvis slike materialer omkring meter 1800-2000.

Lite nedbør, lav metningsgrad og lav grunnvannstand gjør at vegen har god bæreevne under belastningsforsøket. Kjøretøyene vil vandre i tverrprofiler (de kjører ikke i samme spor) og medfører at vi ikke får dannelse av spor. Det vil likevel være elastiske deformasjoner til stede og disse vil medføre at asfaltdekket får strekktøyninger som igjen fører til sprekker. Sprekkeene, i dette tilfellet, forårsakes sannsynligvis av lagene helt opp i vegkonstruksjonen. Et tynt asfaltdekke over granulære lag er ømfintlig for oppsprekking.

I dette forsøket øker sprekkeandelen betydelig. Felt 1, som ble belastet med 60 tonn tunge kjøretøyer, har fått økt sprekkeandel med 63 % sett i forhold felt 2. Felt 1 har kun 9 aksellaster ekstra i forhold til felt 2 og har transportert 3,6 % mer tømmer.

Ut fra sprekkeutviklingen synes det som om kjøretøyene med 74 tonn totalvekt og 9 aksler er gunstigere enn kjøretøyene med 60 tonn og 7 aksler mht. nedbrytning når vegen har god bæreevne.

Det er en del usikkerheter med denne konklusjonen. Bl.a. er kjøremønsteret forskjellig for disse bilgruppene. Bilene med 60 tonn totalvekt kjørte raskere enn de tyngre bilene. Høy hastighet kan gi dynamiske tilleggseffekter som øker nedbrytningen.

Det betyr sannsynligvis lite om avstandene mellom kjøretøyene varierte da det ikke er registrert noen pumpeeffekt.

## **5.4 Belastningsforsøk 2, våren 2021**

### **5.4.1 Innledning**

Belastningsforsøket startet morgenen 20/4 og ble avsluttet etter kort tid da vegen fikk store skader på de svakeste partiene.

Bæreevne og tilstandsmålinger ble gjennomført før og etter forsøket, og resultatene er gitt i dette kapitlet.

I tillegg ble georadar benyttet for å se om vanninnholdet i vegkroppen endret seg som følge av belastningene. Dette viste seg å være vanskelig, men dataene ble brukt til å bestemme tinedybde.

### **5.4.2 Belastninger – vår 2021**

Tabell 7 viser innveingsdata for samtlige 9 biler brukt i belastningsforsøket. Tallene er gitt i kilogram.



Tabell 7 Innveiingsdata for belastningsforsøk vår 2021

Kjøretøy	Innveiingsdata (kg)				Bil	Tilhenger	Sum	Nyttelast
	Aksel 1	Aksel-gruppe 2	Aksel-gruppe 3	Aksel-gruppe 4				
Bil 74t - 1	6 980	25 000	18 720	23 840	31 980	42 560	74 540	50 405
Bil 74t - 2	7 160	24 460	19 360	21 960	31 620	41 320	72 940	49 365
Bil 74t - 3	8 380	24 040	16 860	25 040	32 420	41 900	74 320	51 625
Bil 74t - 4	8 580	23 620	18 420	23 500	32 200	41 920	74 120	50 495
<b>Gj.snitt for kjøretøyer med totalvekt 74 tonn</b>							<b>73 980</b>	<b>50 473</b>
Bil 60t - 1	7 440	18 520	17 160	16 800	25 960	33 960	59 920	37 895
Bil 60t - 2	8 020	17 580	15 140	18 900	25 600	34 040	59 640	37 719
Bil 60t - 3	7 840	18 320	15 460	18 420	26 160	33 880	60 040	37 855
Bil 60t - 4	8 120	18 100	16 180	18 040	26 220	34 220	60 440	37 825
Bil 60t - 5	8 400	18 200	14 560	18 980	26 600	33 540	60 140	38 865
<b>Gj.snitt for kjøretøyer med totalvekt 60 tonn</b>							<b>60 036</b>	<b>38 032</b>

Gjennomsnittlig nyttelast for kjøretøyene med totalvekt 60 tonn var i dette forsøket 38,0 tonn og for kjøretøyene med totalvekt 74 tonn var denne 50,5 tonn. De fem kjøretøyer med totalvekt 60 tonn hadde en samlet nyttelast på 190,2 tonn og de fire kjøretøyer med totalvekt 74 tonn en total nyttelast 201,9 tonn. Størrelsen på samlet nyttelast er 6,2 % høyere for de tyngste bilene, men de er i samme størrelsesorden.

Kjøretøyene med totalvekt 74 tonn, på samme måte som for det belastningsforsøk 1, benyttet felt 2 og kjøretøyene med totalvekt 60 tonn benyttet felt 1. Bilene kjørte i samme kjørefelt i begge retningene.

Allerede etter 4 overfarer med 74 t-bilene, dvs. 16 overfarer fra enkeltkjøretøyer, måtte forsøket avbrytes fordi det oppsto store skader i vegdekket på de svakeste partiene. Når forsøket ble avbrutt hadde konvoien med 60 t kjøretøyer 6 overfarer. I tillegg kom 5-6 militære kjøretøyer i kjørefelt 1 og disse var utstyrt med single dekk. Vi har ikke grunnlag for å beregne effekten av disse.

I felt 1 (60 tonn kjøretøyer) ble det transportert 38,0 tonn/kjøretøy \* 30 kjøretøypasseringer = 1141,0 tonn. For felt 2 (74 tonn kjøretøyer) er tilsvarende tall 50,5 tonn/kjøretøy \* 16 kjøretøypasseringer = 807,6 tonn.

Antall aksellastpasseringer i felt 1 (60 tonn kjøretøyer) er 30 kjøretøypasseringer \* 7 aksellaster/ kjøretøypasseringer = 210 aksellaster og for felt 2 (74 tonn kjøretøyer) 16 kjøretøypasseringer \* 9 aksler/ kjøretøypasseringer = 144 aksellaster.

Gjennomsnittlig aksellast for kjøretøyene med 60 tonn totalvekt er 8,59 tonn og for 74-tonn totalvekt 8,24 tonn. Dersom aksellasten settes lik gjennomsnittlig last for en gitt akselkonfigurasjon for hver kjøretøytype kan beregningsmetoden i kapittel 4.1 benyttes for beregning av nedbrytende effekt. Metoden forutsetter at det ikke er noe samvirke mellom akslingene for svake veger og dette vil i høyeste grad gjelde for dette forsøket.

Tabell 8 viser nedbrytende effekt beregnet i ESAL<sub>10</sub> for de to aktuelle kjøretøytypene. Beregningsmetoden i kapittel 4.1 viser at 9 akslede kjøretøy får størst nedbrytning, men mindre nedbrytning når denne beregnes i forhold til nyttelast.

Nedbrytningen fra av ulike aksellaster varierer ut fra forholdene i vegoverbygningen (teleløsning, fuktforhold, tempertur osv.). Tallet 4 har vist seg å være en god gjennomsnittsverdi og 4.-potensregelen benyttes derfor på vegnettsnivå og i forbindelse med dimensjonering av nye veger. Normalt vil tallet for potensverdien øke i teleløsningen (ref. 8). Tabell 8 viser at de tyngste kjøretøyene får mindre nedbrytning om tallverdien for potensen,  $(N = \left(\frac{10}{\text{Aksellast}}\right)^8)$ , økes til det dobbelte.

Tabell 8 Nedbrytende effekt beregnet med 4. og 8. potensregelen for de aktuelle kjøretøygruppene

**Kjøretøy med totalvekt 74 tonn**

Aksel-gruppe	Aksel	Antall aksler	Vekt pr. Aksel (kg)	ESAL <sub>10</sub> (4. potens)	ESAL <sub>10</sub> (8. potens)
1	Styreaksel	1	7 775	0,37	0,13
2	Løpeaksel*)	1	6 000	0,13	0,02
2	Drivaksler	2	9 140	1,40	0,97
3	Henger foran	2	9 170	1,41	1,00
4	Henger bak	3	7 862	1,15	0,44
Sum 9 akslede kjøretøy				4,45	2,56
Nyttelast (tonn)			50,473	<b>0,0882</b>	0,0508

\*) Forutsatt 6 tonn

Fortsettelse tabell 8

### Kjøretøy med totalvekt 60 tonn

Aksel-gruppe	Aksel	Antall aksler	Vekt pr. Aksel (kg)	ESAL <sub>10</sub> (4. potens)	ESAL <sub>10</sub> (8. potens)
1	Styreaksel	1	7 964	0,40	0,16
2	Drivaksler	2	9 072	1,35	0,92
3	Henger foran	2	7 850	0,76	0,29
4	Henger bak	2	9 114	1,38	0,95
Sum 7 akslede kjøretøy				3,90	2,32
Nyttelast (tonn)			38,032	<b>0,1025</b>	0,0610

Beregningen beskrevet i kap. 4.1, gir litt høyere verdier for disse to kjøretøygruppene og viser at kjøretøyene med 60 tonn totalvekt har 22 % høyere nedbrytning pr. tonn nyttelast i forhold til kjøretøyene med 74 tonn. Beregningene i Tabell 8 gir en differanse lik 16 % med bruk av 4.-potensregelen og 20 % om potensverdien dobles.

### 5.4.3 Utførte målinger og klimaforhold

#### 5.4.3.1 Bæreevnmålinger – vår 2021

Falloddsmålinger ble utført dagen før forsøket og like etter forsøket. Dataene er også for dette forsøket brukt til å beregne bæreevnen og til å anslå svakheter i vegkonstruksjonen. Ikke minst er de nyttige for å anslå tinedybden.

#### 5.4.3.2 Tilstandsmålinger - vår 2021

Tilstandsmålinger er utført for bestemmelse av sporutviklingen, sprekker, jevnhet og tverrfall, men i dette tilfellet er spordybden vektlagt da det beskriver skadene på vegen best.

Spordybden var stedvis meget store og resultatene er derfor vurdert spesielt.

#### 5.4.3.3 Georadarmålinger – vår 2021

Georadarmålinger ble utført før forsøket i begge kjørefelt og etter siste konvoi i felt 1.

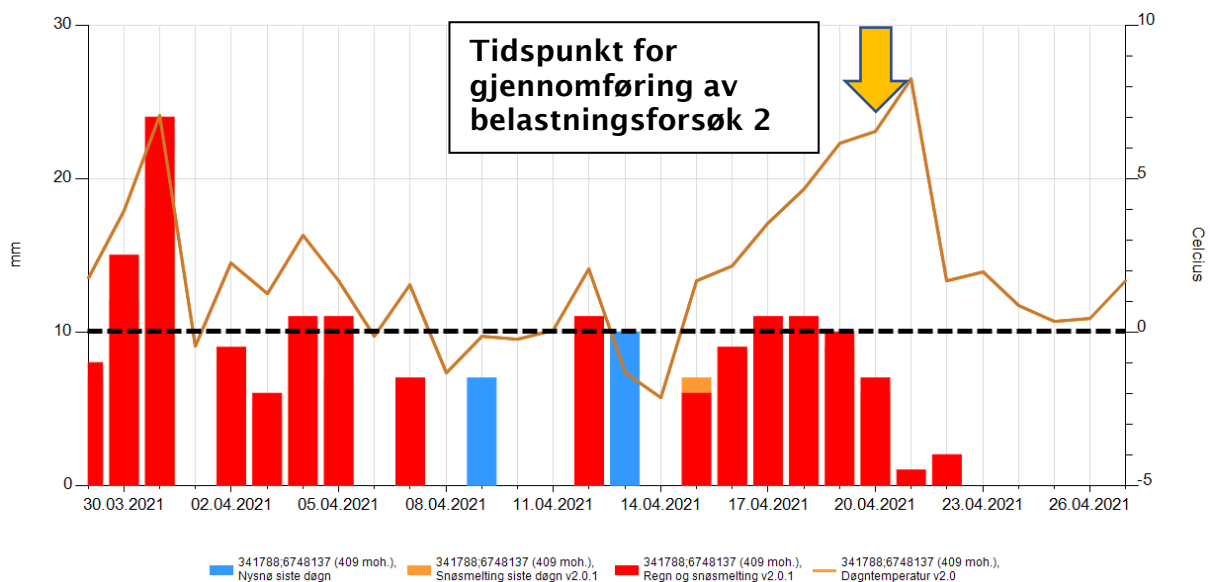
Forsøket måtte avsluttes slik at antallet målinger som var nødvendig for å bestemme om vann ble pumpet opp i vegkonstruksjonen, ikke ble gjennomført.

Dataene er imidlertid benyttet til å anslå tinedybde.

#### 5.4.3.4 Klimaforhold

Etter en relativt kald vår startet tiningen av veggen slik at den øverste delen av veggen var uten tele. Figur 37 viser nedbør og temperatur forut for forsøket.

Når frosten går ned i veggen vil vann trekkes opp til frysefronten. Vinteren 2020/2021 var kald og frysedybden var sannsynligvis stor. Tiningen skjer i hovedsak fra overflaten og nedover. Det frosne laget (under det tinte laget) er tilnærmet impermeabelt og overskuddsvannet blir stengt inne mellom dette laget og vegdekket. Noe vann vil bli drenert sidelengs ut til grøftene, men telefarlige materialer har mye finstoff og dermed dårlig dreneringsevne. I tillegg lå det på enkelte delstrekninger fortsatt snø i grøftene.



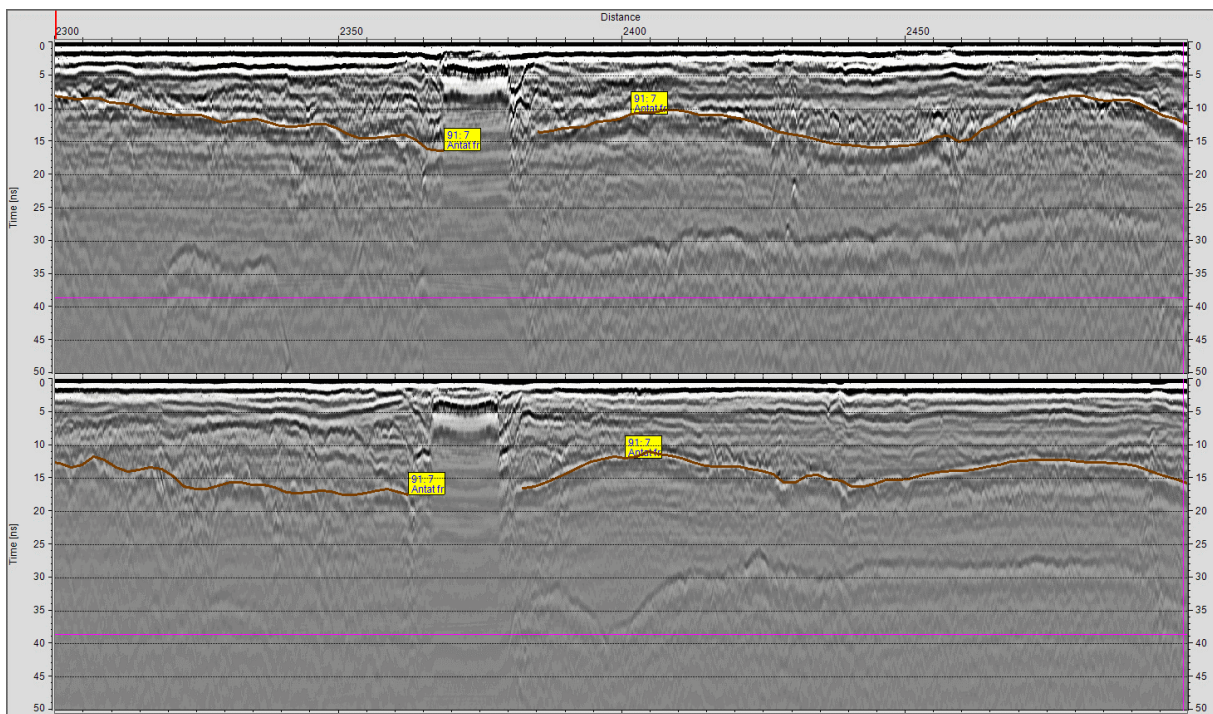
Figur 37 Temperatur og nedbør forut for belastningsforsøket (senorge.no)

## 5.4.4 Resultater – belastningsforsøk høst 2021

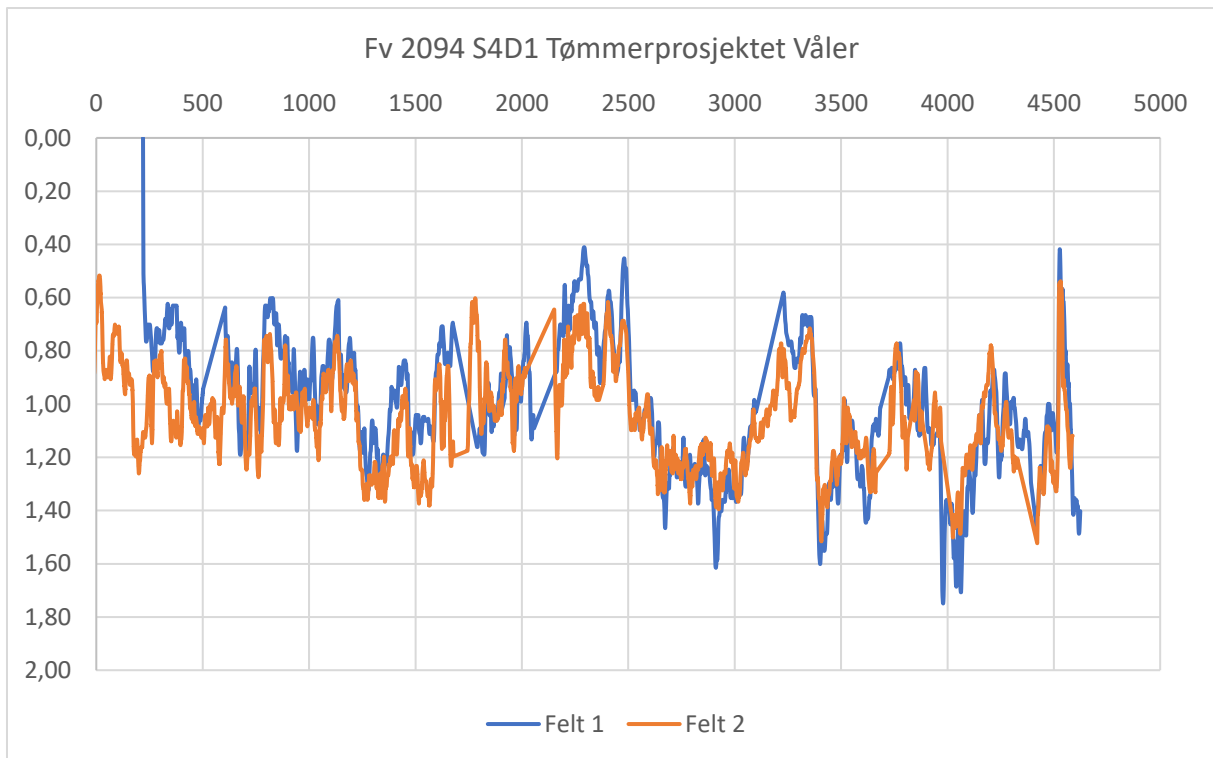
### 5.4.4.1 Tinedybder ut fra georadarmålinger

Georadarmålinger er benyttet til bestemmelse av tinedybde. Figur 38 viser eksempel på målinger utført på strekningen og disse er tolket av Trond Østen (Statens vegvesen, Laboratorium, Divisjon Drift og Vedlikehold), fylkeskommune. For best mulig bestemmelse av lagskiller må det tas prøver for kalibrering. Det er det ikke gjort her, og tinedybden er anslått ut fra falloddsmålingene. Her er den relative forskjellen på tinedybde for kjørefeltene mest interessant og denne er vist i Figur 39.

Gjennomsnittlig tinedybde for felt 1 er 1,01 m og for felt 2 er denne 1,06 m. Det er relativt liten forskjell på tinedybden for de to kjørefeltene.

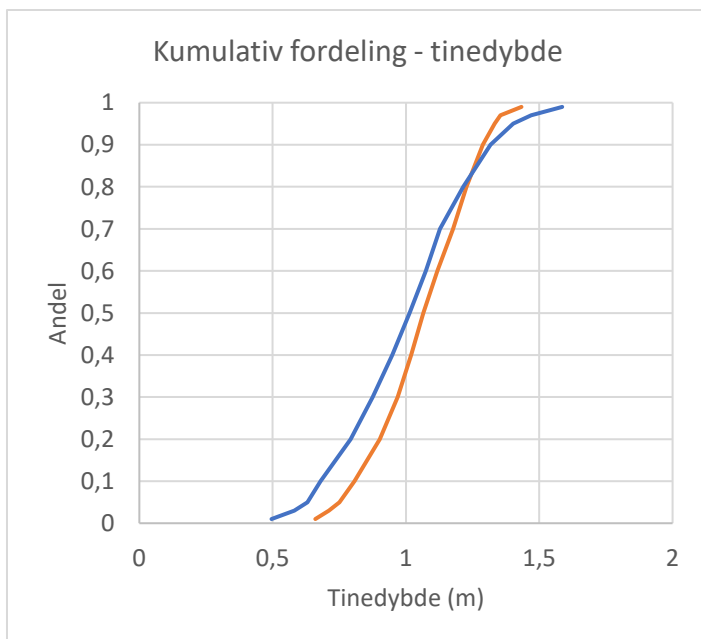


Figur 38 Eksempel på målinger fra georadar



Figur 39 Tinedybde målt med georadar. NB! - ikke kalibrerte verdier.

Kumulativ fordeling av tinedybde, Figur 40, viser at tinedybden er litt større for felt 2. Eksempelvis har ca. 62 % av strekningen en tinedybde >1 m i felt 2 og ca. 52 % i felt 1.

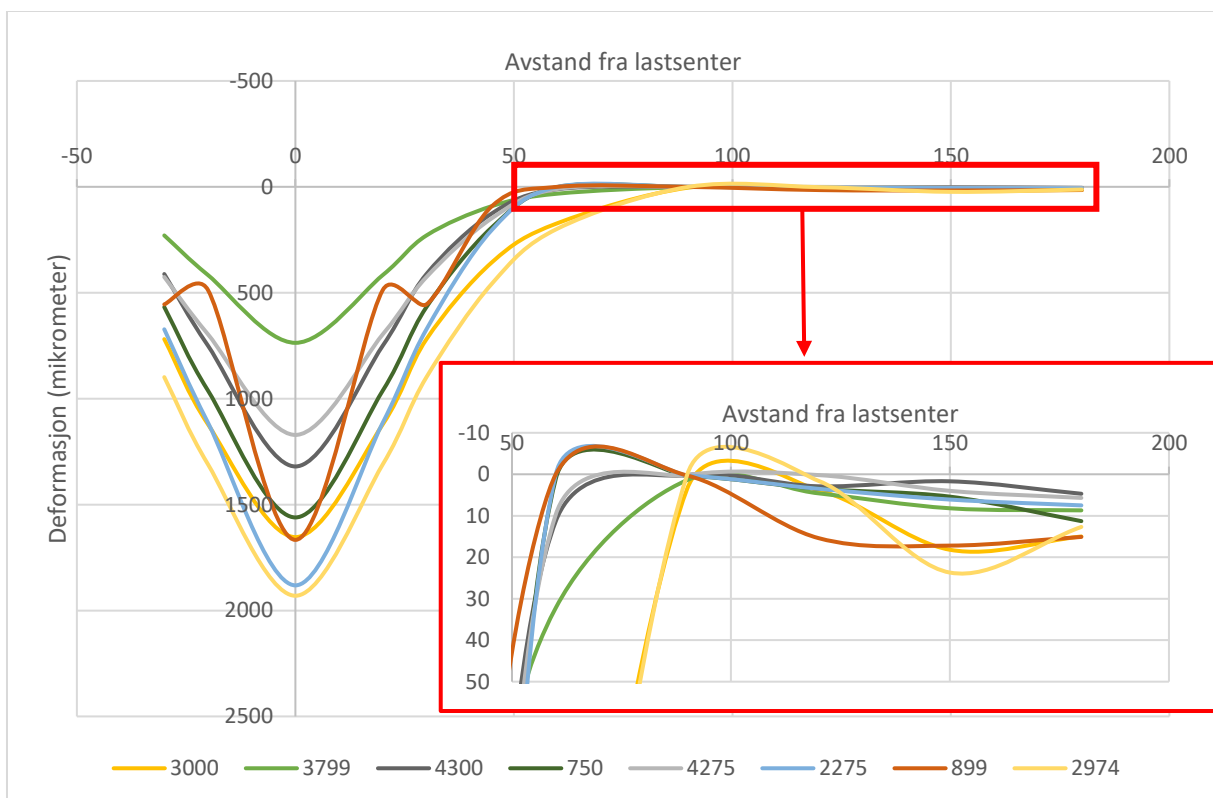


Figur 40 Kumulativ fordeling - tinedybde

#### 5.4.4.2 Bæreevnmålinger – vår 2021

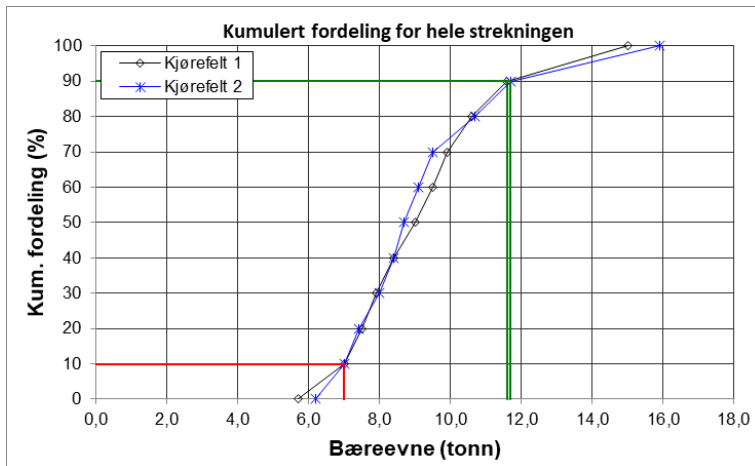
Det ble utført en måling i hvert kjørefelt dagen før forsøket og like etter at forsøket ble avsluttet.

Forholdene i teleløsningen er spesielle sammenlignet med normale forhold og særlig i dette tilfellet. Telen er tint ned til 40-160 cm og det tinte laget er delvis mettet med vann. Et vannmettet materiale vil oppføre seg forskjellig fra et ordinært materiale ved at bølgebevegelser oppstår i vegoverflaten som følge av belastningen fra falloddet. Figur 41 viser eksempler på dette hvor deformasjonen for hver geofon er vist. Enkelte geofoner (utsnitt i figuren) viser negativ deformasjon og det vil ikke skje for en normal vegkonstruksjon. Derfor er det usikkert om formelen for beregning av bæreevne gir riktig resultat.



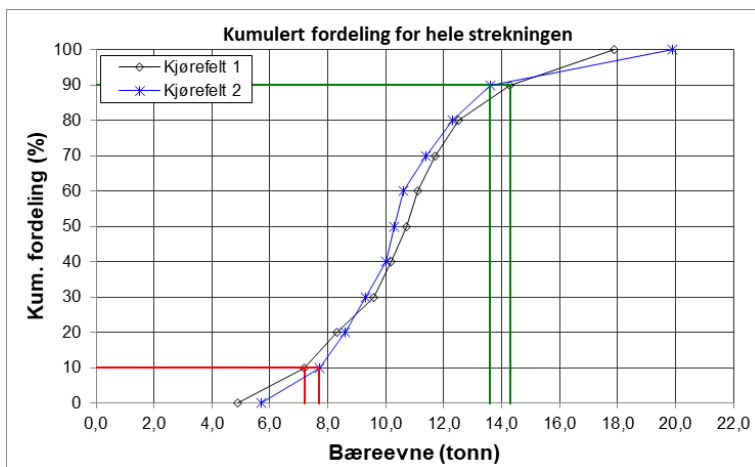
Figur 41 Målte deformasjoner som bl.a. viser negative verdier

Figur 42 og Figur 43 viser kumulativ fordeling av bæreevnen før og etter belastningsforsøket. Bæreevnen er identisk for begge kjørefelt før forsøket og med samme belastning var det forventet lik nedbrytning eller skadeutvikling på vegen. I dette tilfellet er dimensjonerende bæreevne (10 %-fraktilen) lik 7,0 tonn.



Figur 42 Kumulativ fordeling - målt bæreevne før belastning

Etter forsøket har bæreevnen økt noe. Når telefarlig materialer fryser vil porevannet utvide seg med ca. 10 % og vann vil trekkes opp til frysefronten og danne islinser. Dette gjør at densiteten reduseres noe som igjen reduserer bæreevnen. Belastningene vil rekomprimere materialene og øke densiteten. Dette er årsaken til bæreevnen økter etter belastning.

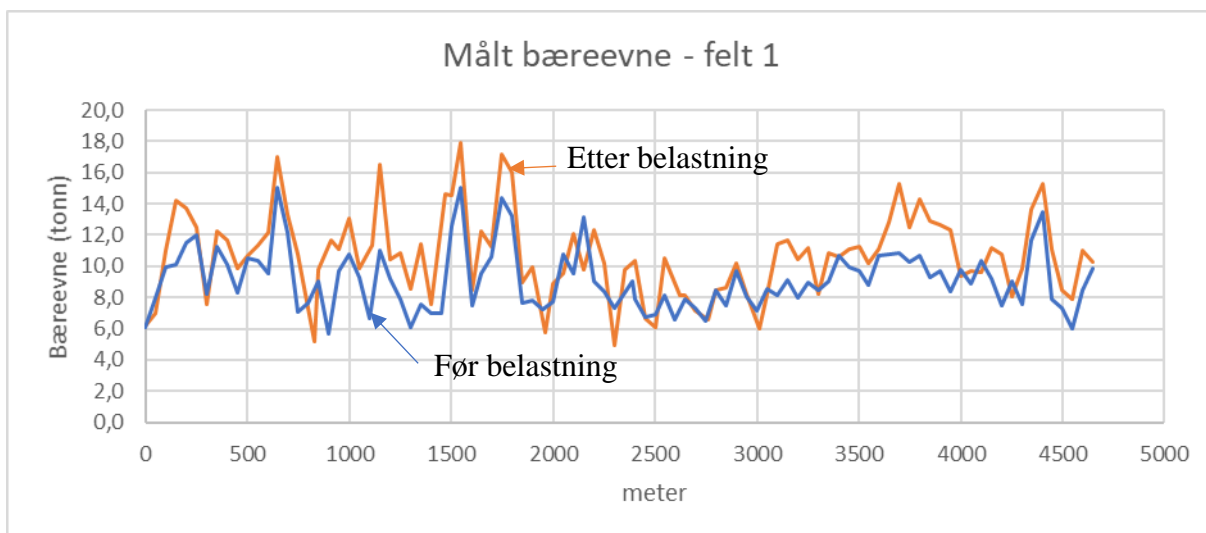


Figur 43 Kumulativ fordeling - målt bæreevne etter belastning

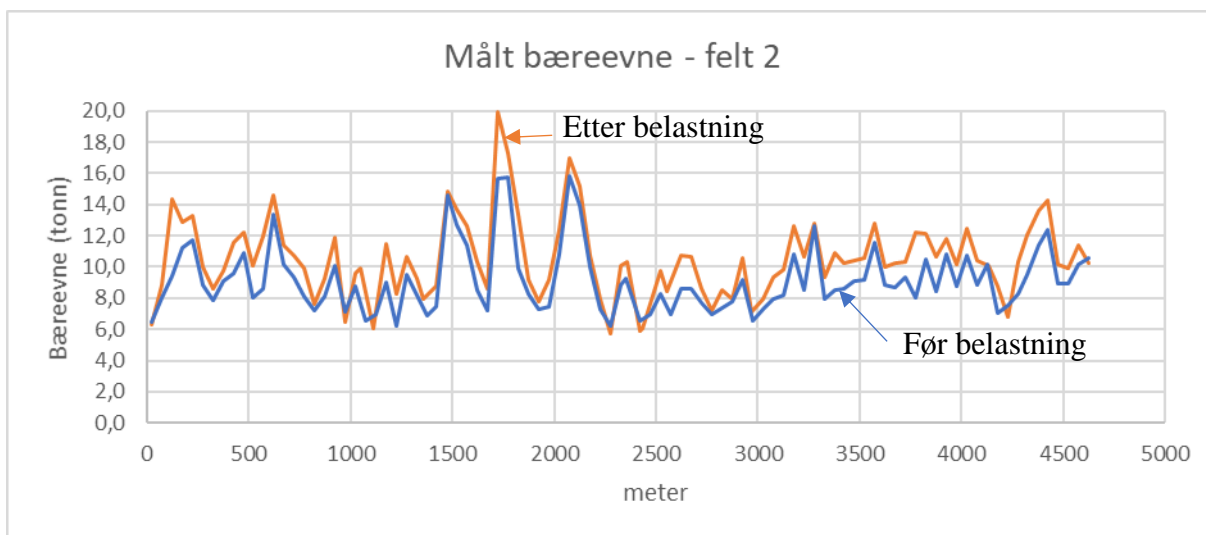
Bæreevnen ble også målt i teleløsningen 2020. 10 %-fraktile for bæreevne var da 6,4-6,5 tonn uten temperaturkorreksjon. Målt bæreevne var altså dårligere, men det er usikkert om dette gjelder faktisk bæreevne pga. vannmettede materialer i overbygningen.

Figurene under viser bæreevnen før og etter bæreevnepforsøket.





Figur 44 Målt bæreevne før og etter belastning, felt 1, teleløsningen 2021



Figur 45 Målt bæreevne før og etter belastning, felt 2, teleløsningen 2021

Gjennomsnittlig- og dimensjonerende bæreevne er vist i Tabell 9 og disse er sammenlignet med tidligere bæreevne målinger.

Tabell 9 Statistikk - bæreevne

Felt	Gjennomsnittlig bæreevne					10 %-verdi – dimensjonerende bæreevne				
	Tele-løsn. 2020	Før belast 2020	Etter belast 2020	Før belast 2021	Etter belast 2021	Tele-løsn. 2020	Før belast 2020	Etter belast 2020	Før belast 2021	Etter belast 2021
1	6,9	12,1	11,9	9,2	10,7	5,6	10,4	9,8	7,0	7,2
2	8,0	12,4	12,4	9,2	10,5	6,0	10,3	10,4	7,0	7,7

Bæreevnen i teleløsningen var dårligere i 2020 enn i 2021. Dette kan forklares med at tinedybden sannsynligvis var større i 2020 slik at totaldeformasjonen ble større. Den reelle bæreevnen var sannsynligvis lavere i 2021.

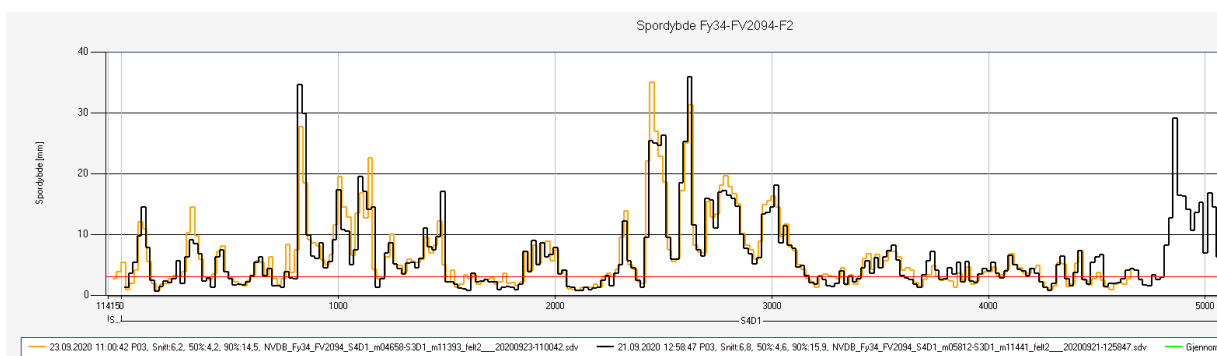
Som tidligere beskrevet kan det diskuteres om bæreevneformelen gir riktige verdier for bæreevnen i teleløsningen, men målingene kan benyttes for å sammenligne forholdene når to strekninger/kjørefelt måles på samme tidspunkt.

Ut fra tidligere målinger synes det som om felt 2 har litt høyere bæreevne enn felt 1, men forskjellene er små.

#### 5.4.4.3 Tilstandsutvikling – vår 2021

Spordybde er en sentral parameter for vurdering av tilstandsutviklingen for forsøksstrekningen og sprekkeutviklingen er ikke vurdert slik det ble gjort for første belastningsforsøk. Som beskrevet i kap. 2.2 skyldes sporene skjærdeformasjoner i øverste del av vegkonstruksjonen (kalt «mode 1»).

Figur 46 viser spordybde for hver 20. meter i hvert kjørefelt målt 21. og 23. september 2020. Enkelte partier har mer enn 30 mm spordybde og flere partier mellom 20 og 30 mm. Dette må betraktes som svake partier og det var forventet at disse ville få skader under belastningsforsøket. Dette ble diskutert i forkant med vegeier og akseptert.

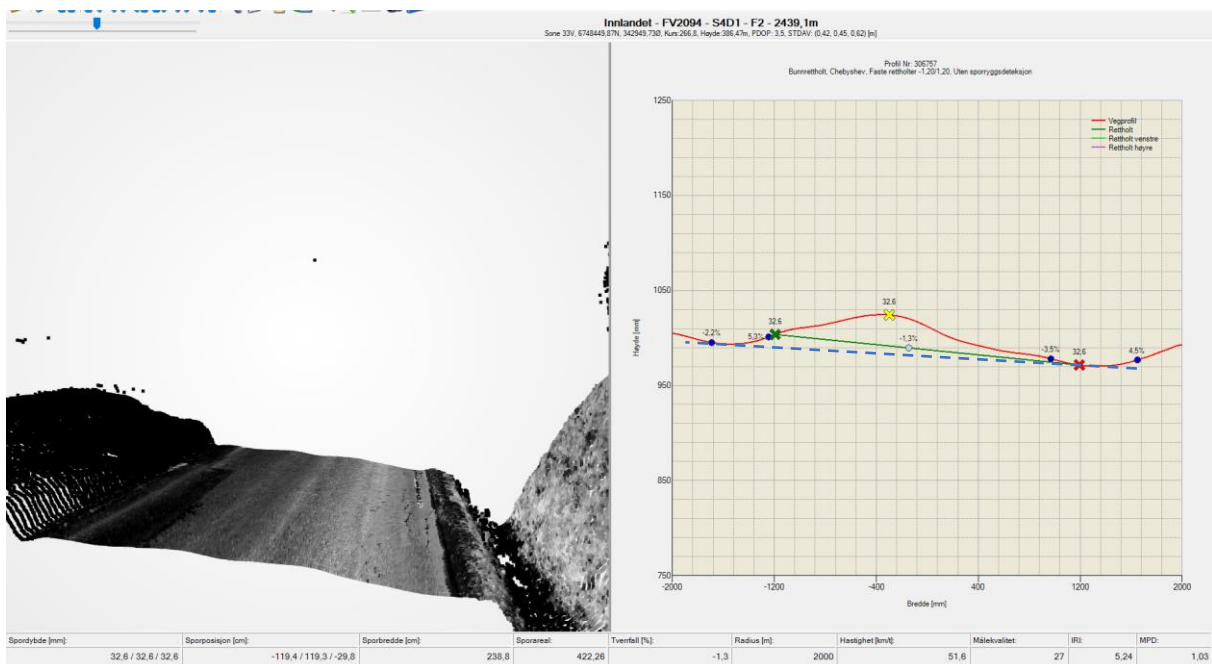


Figur 46 Spor høsten 2020

Det viste seg at vegen raskt fikk svært store spor og gikk til dels i oppløsning. Forsøket måtte avsluttes etter at kjøretøykonvoien med de tyngste vogntogene hadde hatt 4 passeringer og den andre konvoien 6 passeringer.

Det er flere metoder for beregning av spordybde og metode velges ut fra formen på vegoverflaten. Se kap.3.2 for beskrivelse av metodene. Hvilke metoder som benyttes for de enkelte strekningene er definert i en egen metodefil. Normalt benyttes metoden «bunnrettholt» hvor en digital rettholt legges i bunnen av sporene og spordybden defineres som høyden på ryggen mellom sporene. Denne metoden egner seg best på en veg som denne og der sporverdien er innenfor det normale; dvs. < 30 mm.

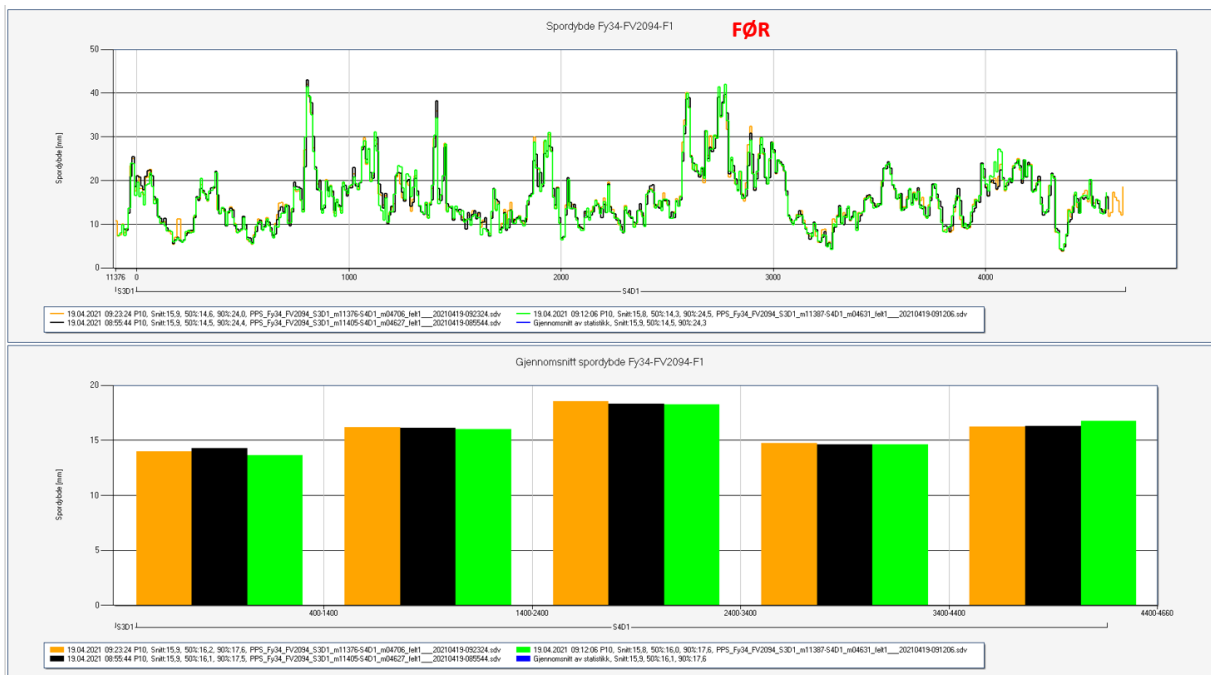
Bunnrettholtens lengde er gitt med en fast lengde 2,4 m i beregningsprogrammet ViaPPS Desktop. Figur 47 viser tverrprofilen for meter 2439,1, felt 2, med rød linje og standard bunnrettholt med grønn linje. Spordybden er største avstand mellom rød og grønn linje, men dette vil ikke være riktig spordybde da rettholt ikke har tilstrekkelig lengde. Riktig bunnrettholt er vist med blå stiplet linje. Standard lengde for bunnrettholten er økt i beregningsprogrammet for i størst mulig grad å fange opp denne forskjellen.



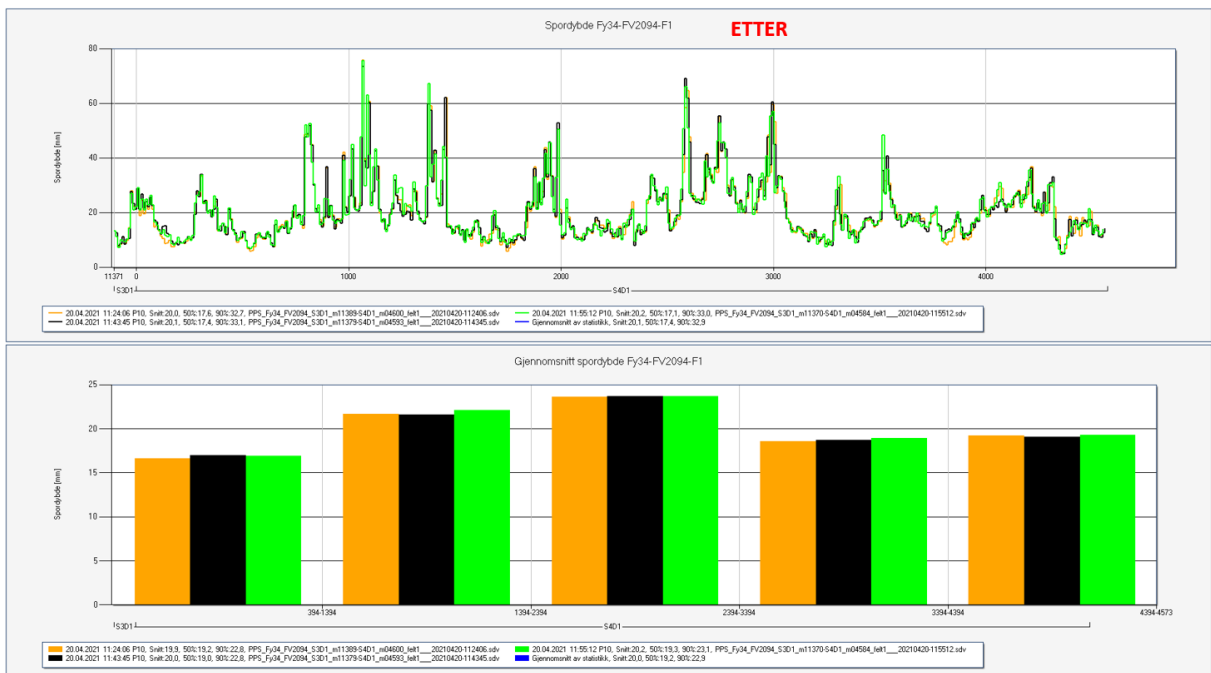
Figur 47 Tverrprofil fra ViaPPS sammen med bunnrettholt

Før og etter belastningsforsøket ble det kjørt tre parallelle tilstandsmålinger for å eliminere mulige målefeil. Figur 48 og Figur 49 viser resultatet for målingene før og etter belastning for felt 1 og det samme er vist for felt 2 i Figur 50 og Figur 51. Øverste del av figurene viser

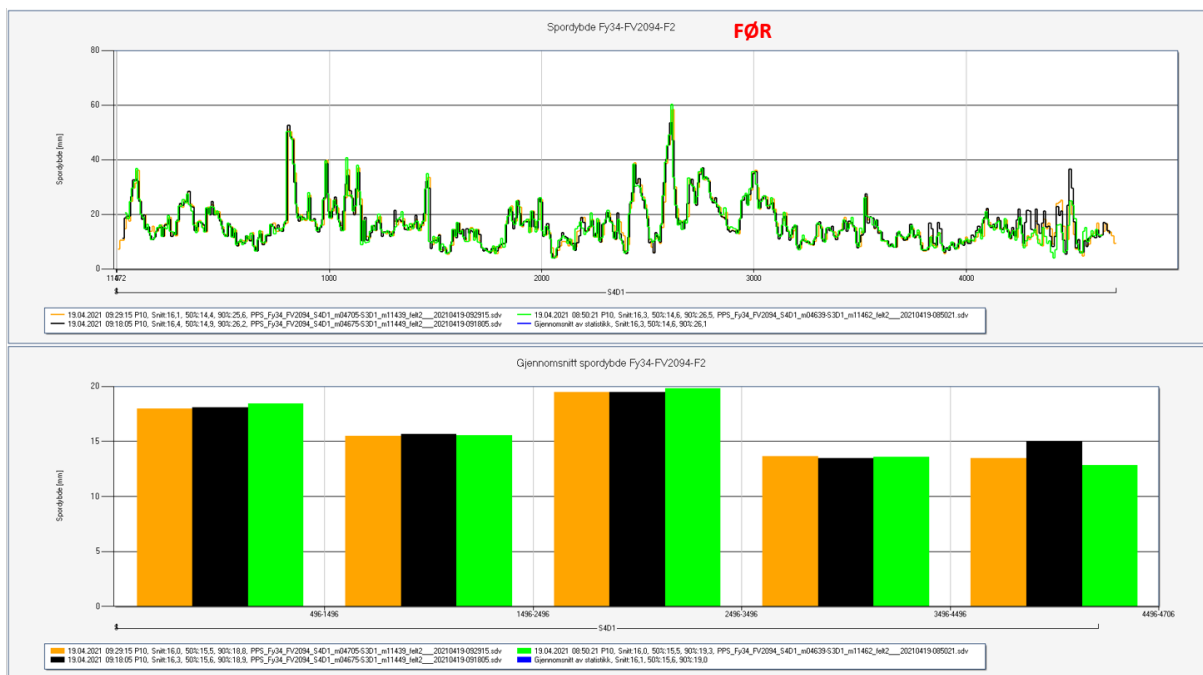
medianverdier for hver 10. meter og den nederste viser gjennomsnittsverdier for kilometerlange strekninger.



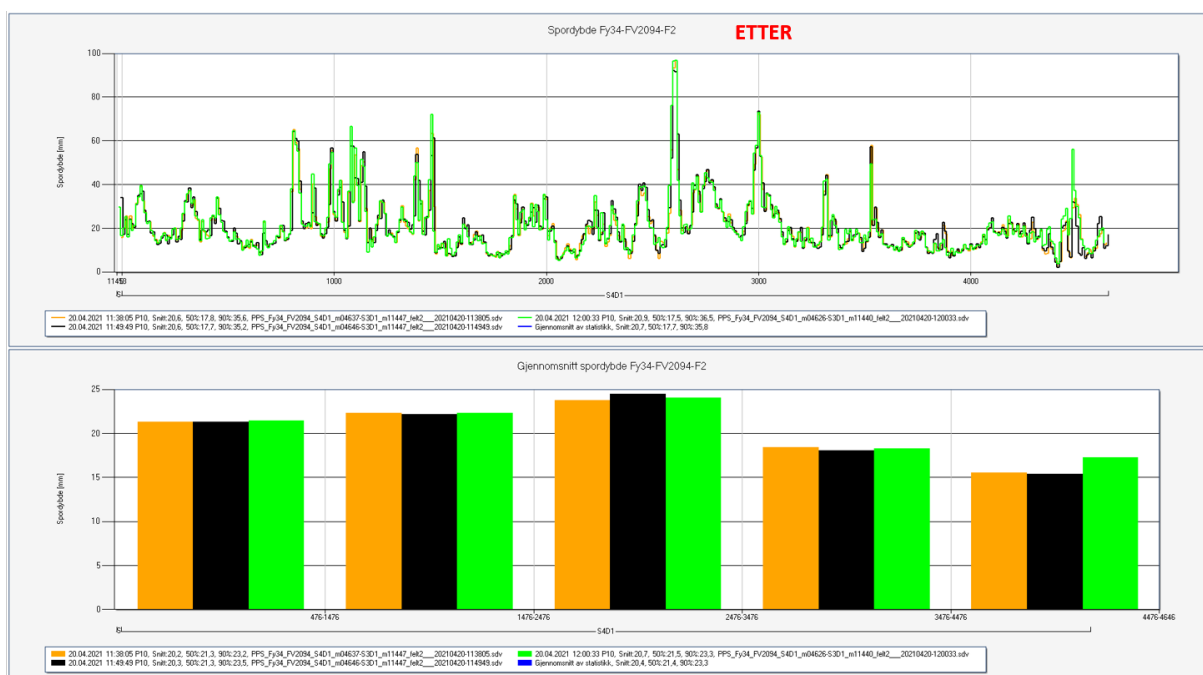
Figur 48 Felt 1 - 3 parallelle målinger før belastning



Figur 49 Felt 2 - 3 parallelle målinger før belastning



Figur 50 Felt 1 - 3 parallelle målinger etter belastning



Figur 51 Felt 2 - 3 parallelle målinger etter belastning

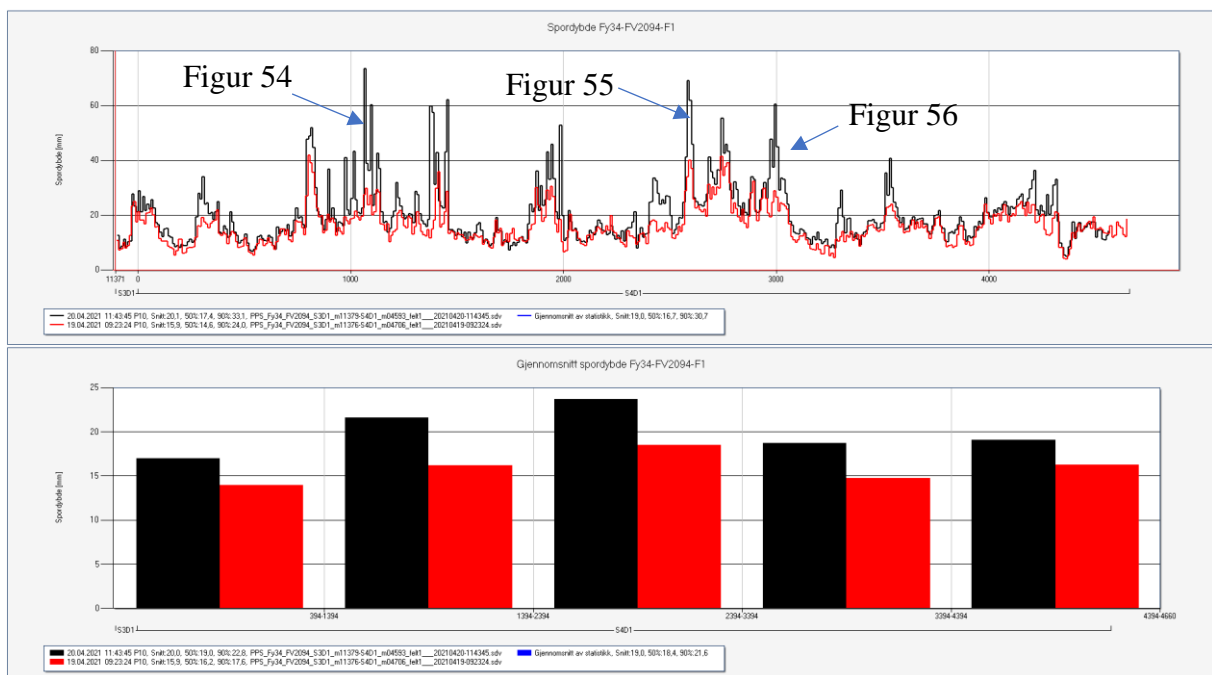
Figurene viser at det er god repeterbarhet for målingene selv om det er mindre forskjeller spesielt der det er svært store spor.

## Endringer i sporverdier

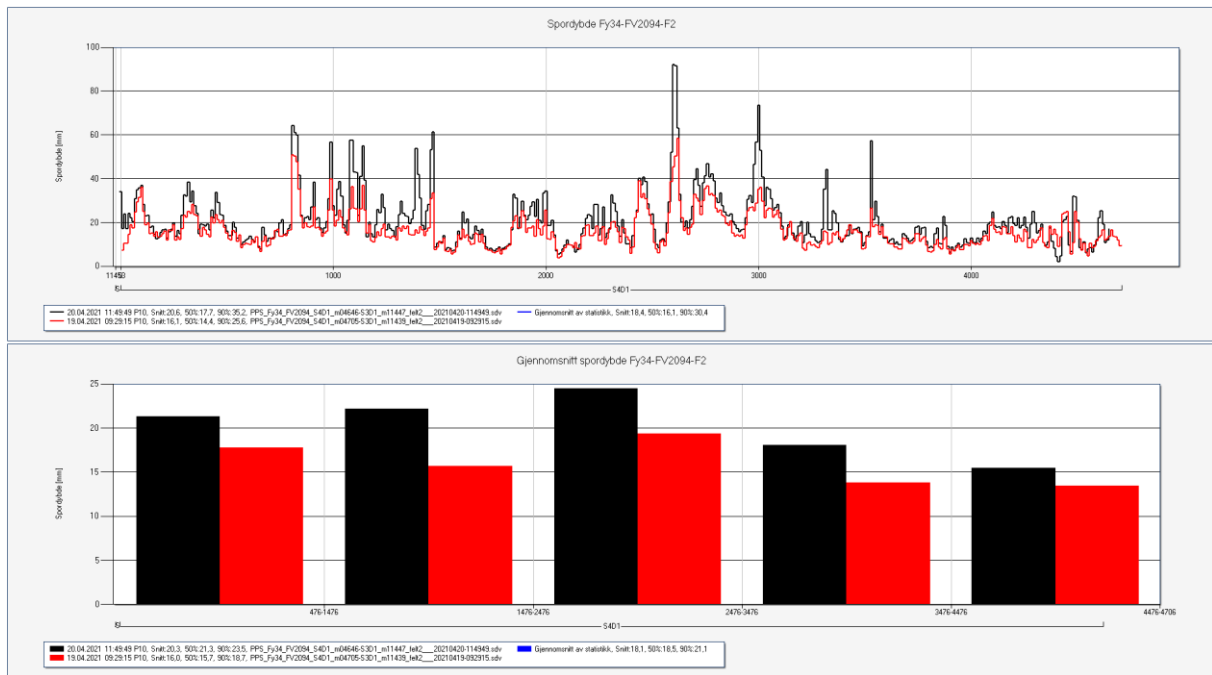
Figur 52 og Figur 53 viser spordybder før og etter belastningsforsøket for henholdsvis felt 1 og felt 2. Øverste del av figurene viser medianverdier for hver 10. meter og den nederste viser gjennomsnittsverdier for kilometerlange strekninger.

Partier som i utgangspunktet hadde stor spordybde fikk også den største sporutviklingen. Dette er også de partier hvor det er målt dårlig bæreevne. Ujevnheter i dekkeoverflaten (se Figur 54-Figur 56) før belastningsforsøket tyder på dårlige og telefarlige materialer i undergrunnen. Store steiner er i ferd med å bevege seg oppover i veggen som følge av påkjenninger fra frysing og tining.

Figur 52 viser også posisjon for bildene i Figur 54-Figur 56.



Figur 52 Spordybde felt 1 - før og etter belastning



Figur 53 Spordybde felt 2 - før og etter belastning



Figur 54 Skader i området 1000-1100



Figur 55 Skader i området ca. 2600



Figur 56 Skader i området ca. 3000

Det er altså, som forventet, de svakeste partiene som også har fått de største skadene.

Tabell 10 viser statistiske verdier for spordybder beregnet etter metoden bunnrettholt.

Tabell 10 Statistikk spordannelse

Felt 1 - Belastet med 60 tonn kjøretøyer

		Snitt	50 %	90 %
F1	Før	15,9	14,5	24,3
F1	Etter	20,1	17,4	32,9
	<b>Økning</b>	<b>4,2</b>	<b>2,9</b>	<b>8,6</b>

Felt 2 - Belastet med 74 tonn kjøretøyer

		Snitt	50 %	90 %
F2	Før	16,3	14,6	26,1
F2	Etter	20,7	17,7	35,8
	<b>Økning</b>	<b>4,4</b>	<b>3,1</b>	<b>9,7</b>

Tallene viser liten forskjell i spordybdeøkning for kjøretøygruppene, men spordybdeøkningen er litt større for feltet som ble trafikkert med 74 tonn kjøretøyer (felt 2). Mengden tømmer transportert i kjørefelt 1 var ca 40 % større enn i felt 2 slik at dette feltet burde hatt betydelig større sporutvikling.

#### 5.4.4.4 Mulig pumpeeffekt

Pumpeeffekten er beskrevet i kap. 2.3.2.



Det var ikke nedbør i perioden forsøket pågikk, men etter få overfarer ble det flere steder observert fukt på vegoverflaten. Stedvis ble også fritt vann pumpet opp til overflaten slik som vist i bildet under; Figur 57.

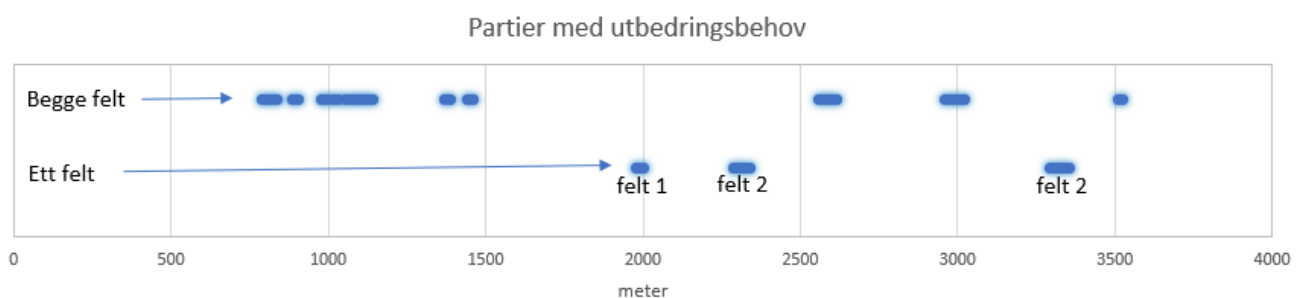


Figur 57 Vann pumpet opp på overflaten

Meningen var å bruke georadar for å påvise denne effekten, men som beskrevet i kap. 3.3 var ikke måledataene tilstrekkelig for å gjøre disse beregningene. Det er likevel ikke tvil om at det oppsto en pumpeeffekt i dette forsøket.

#### 5.4.5 Strekninger utbedret etter forsøket

Vegen gikk, som forventet, i oppløsning på de svakeste partiene og måtte utbedres umiddelbart. Figur 58 viser delstrekningene hvor begge felt ble utbedret og hvor det kun var behov for å gjøre noe med ene kjørefeltet.



Figur 58 Strekninger utbedret etter belastningsforsøk 2

Behovet ble vurdert av erfarne personer. I disse vurderinger vil alle mulige skader, formen på dem og omfanget bli vurdert. Lengden av samlet utbedret strekning i hvert kjørefelt gir derfor et bilde av slitasjen/nedbrytningen for de to ulike kjøretøygruppene.

Figur 23 viser at sporene stedvis var så store at vegen burde ha vært utbedret uansett. Store spor viser at vegen har dårlig bæreevne og det er disse partiene som også har fått de største skadene under belastningsforsøket.

#### 5.4.6 Vurdering av resultatene fra forsøket våren 2021

Som vist i kap. 5.4.2 har felt 1 (60 t kjøretøyer) hatt en betydelig større belastning enn felt 2. Spordybdeøkningene er derfor beregnet ut fra transportert mengde og er under angitt som spordybdeøkning pr. 1000 tonn transportert tømmer. Tallene er beregnet både for 90/10 %-verdien (dvs. 90 % av strekningen har mindre og 10 % har større spordybde enn denne verdien) og for gjennomsnittet av spordybden.

Vogntogene med 60 t totalvekt får følgende spordybdeøkning når 90-% verdier benyttes:

	Last pr. overfart	Antall overfarter	Total mengde
Vekt tømmer transport	190,2 t	6	1141 t

Økning i 90/10 %-verdi pr. 1000 tonn tømmer	7,54 mm
---	---------

Kjøretøyer med 74 tonn gir følgende tall:

	Last pr. overfart	Antall overfarter	Total mengde
Vekt tømmer transport	201,9 t	4	808 t

Økning i 90/10 %-verdi pr. 1000 tonn tømmer	12,01 mm
---	----------

90/10 %-verdi for spordybde øker altså med 59,3 % dersom transporten skjer med de tyngste kjøretøyene.

Vogntogene med 60 t totalvekt får følgende spordybdeøkning når gjennomsnittsverdier benyttes:

Økning i gjennomsnittsverdi pr. 1000 tonn	3,86 mm
---	---------

Kjøretøyer med 74 tonn får følgende sporøkning:

Økning i gjennomsnittsverdi pr. 1000 tonn	5,45 mm
---	---------

Gjennomsnittlig spordybde øker med 41,2 % når transporten skjer med de tyngste kjøretøyene i dette forsøket.

Det kan tenkes at det er forholdene i selve vegen som er årsaken til de observerte forskjellene og ikke kjøretøybelastningene. I det etterfølgende er det forsøkt å vurdere hvordan sporutviklingen ville ha vært om kjøretøykolonnene hadde byttet kjørefelt.

#### *5.4.6.1 Vurderinger ut fra falloddsmålinger*

Måleresultatene er detaljert behandlet i kap. 5.3.4.1 og 5.4.3.1.

Målinger i teleløsningen 2020 viste dårligere beregnet bæreevne enn i 2021. Vår-målingene 2020 viser at bæreevnen er størst for felt 2, men i 2021 er denne lik for begge kjørefeltene. For målingene utført høsten 2020 har begge kjørefeltene tilnærmet samme bæreevne; kanskje noe bedre for felt 2.

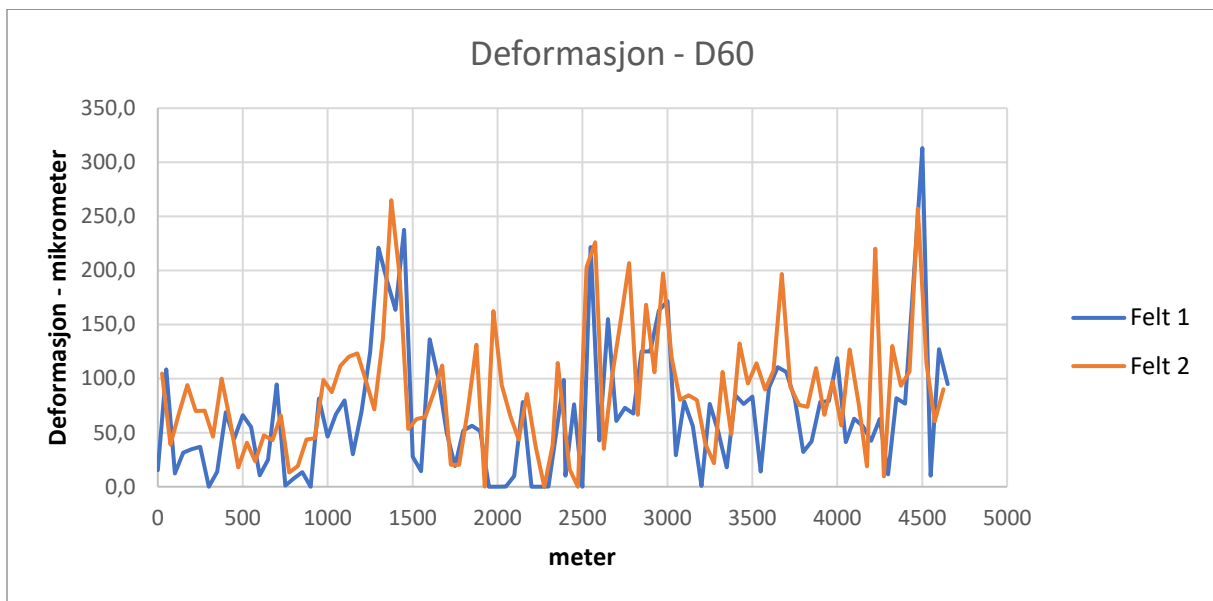
I Roadex-prosjektet (Ref. 5) er vist at sporutviklingen er større på skjæringssiden enn på fyllingssiden for veger som ligger i sideskrånende terreng. Dette skyldes at grunnvannstanden normalt er høyere på skjæringssiden og dette er ugunstig med hensyn til styrken for de granulære materialene.

Denne effekten vil også til en viss grad kunne gjelde her, men vegen har svært gode grøfter som vil reduserer denne effekten.

Bæreevnen beregnes ut fra deformasjoner i lastsenteret og 20 cm fra dette. Deformasjoner som skyldes dårlige materialer nede i konstruksjonen skal fanges opp av deformasjonen målt i lastsenteret, men det er usikkert om dette vektlegges tilstrekkelig i formelen.

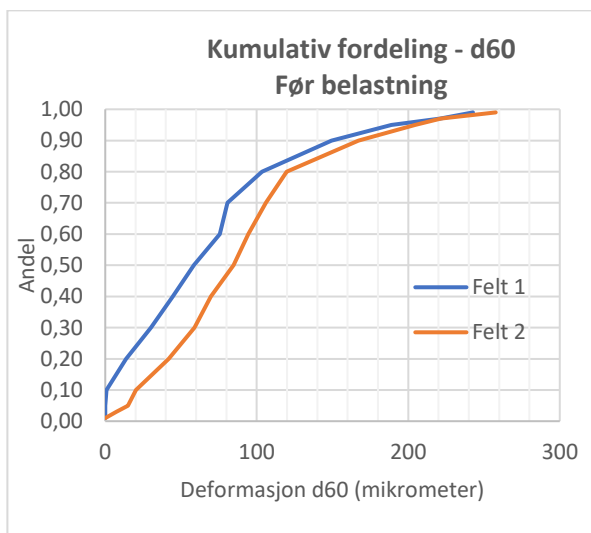
Geofonen plassert 60 cm fra lastsenteret måler deformasjoner fra ca. 60 cm under vegoverflaten og videre nedover, og denne verdien er vist i Figur 59 for falloddsmålingen utført før belastningsforsøket. På målepunkter der denne verdien er omkring null vil det fortsatt være frosset materiale i ca. 60 cm dybde.

Størrelsen på  $d_{60}$  speiler i en viss grad tinedybden (se Figur 39 hvor tinedybden er målt med georadar).

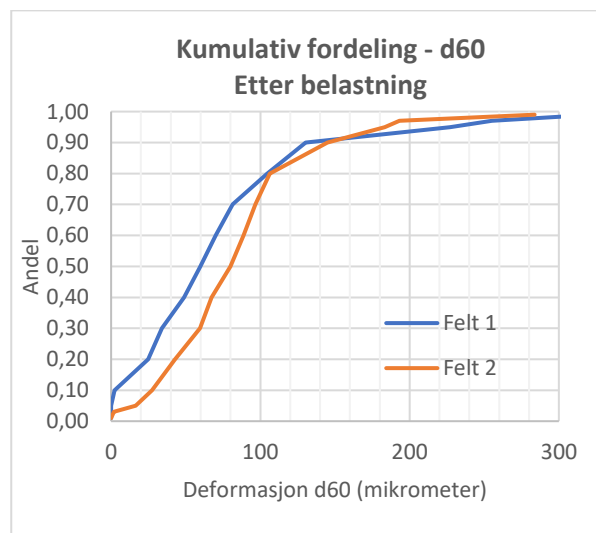


Figur 59 Defleksjon 60 cm fra lastsenter

Kumulativ fordeling er vist i figurene 58 og 59 for målingene både før og etter belastningsforsøket og viser at forholdene er noe dårligere for felt 2 enn felt 1, men der deformasjonene er store ( $>120 \mu\text{m}$ ), dvs. der vegen er dårligst, er forskjellene små.



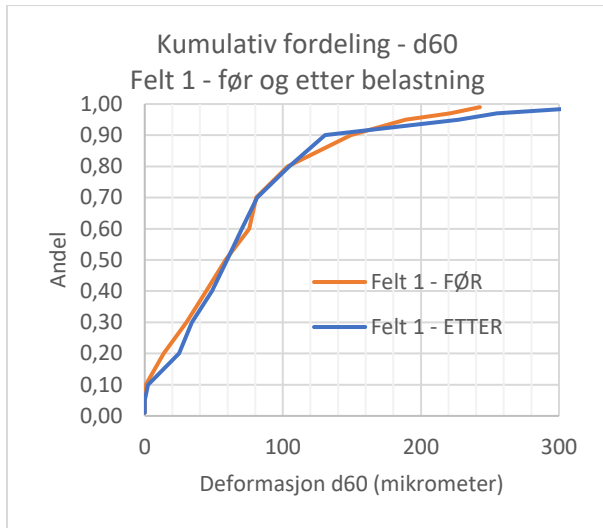
Figur 60 Kumulativ fordeling d60 – før belastning



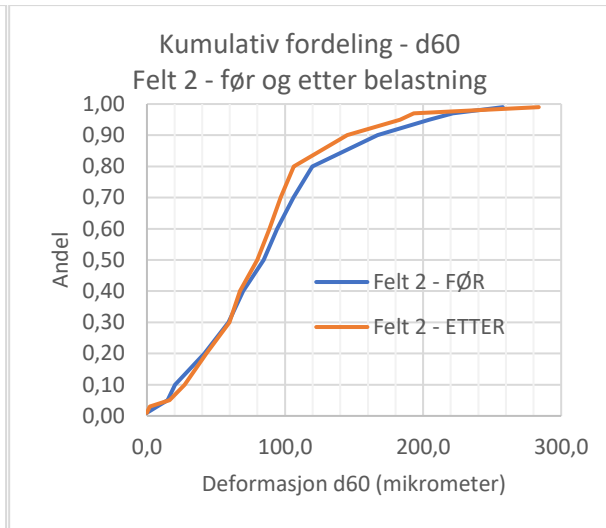
Figur 61 Kumulativ fordeling d60 – etter belastning

For felt 1 har ca 10 % av strekningen en deformasjon for  $d_{60}$  omkring  $0 \mu\text{m}$ , mens denne andelen er omkring 2 % for felt 2. Dette betyr at tinedybden i gjennomsnitt er litt større for felt 2 enn for felt 1. Ut fra deformasjonen  $d_{90}$  synes det som om adelen med tinedybde omkring 90 cm er omtrent den samme for begge kjørefeltene.

Figurene under viser hvordan deformasjonen  $d_{60}$  har endret seg som følge av forsøksbelastningen. For felt 1 er endringene små, men for felt 2 er andelen med deformasjon mellom 80 og 200  $\mu\text{m}$  faktisk blitt redusert.



Figur 62 Kumulativ fordeling for  $d_{60}$ . Felt 1.



Figur 63 Kumulativ fordeling for  $d_{60}$ . Felt 2.

### Permanente deformasjoner i nedre del av forsterkningslaget

Differansen mellom deformasjonen i geofon  $d_{30}$  og  $d_{60}$  gir et bilde av deformasjonene i dybde 30 til 60 cm med den gitte belastningen. For alle målinger er belastningen lik og resultatene kan derfor benyttes for relativ sammenligning.

Sammenheng mellom total tøyning, antall belastninger og permanent deformasjon kan angis med følgende formel:

$$\varepsilon_p = \varepsilon_t \cdot \mu \cdot N^\alpha$$

$\varepsilon_p$  – plastisk tøyning

$\varepsilon_t$  – total tøyning

$\mu, \alpha$  – materialkonstanter

$N$  – antall belastninger

Det finnes mange andre formler og videreutviklinger av denne, men i dette tilfellet er formelen tilstrekkelig for å beskrive de relative forskjellene.

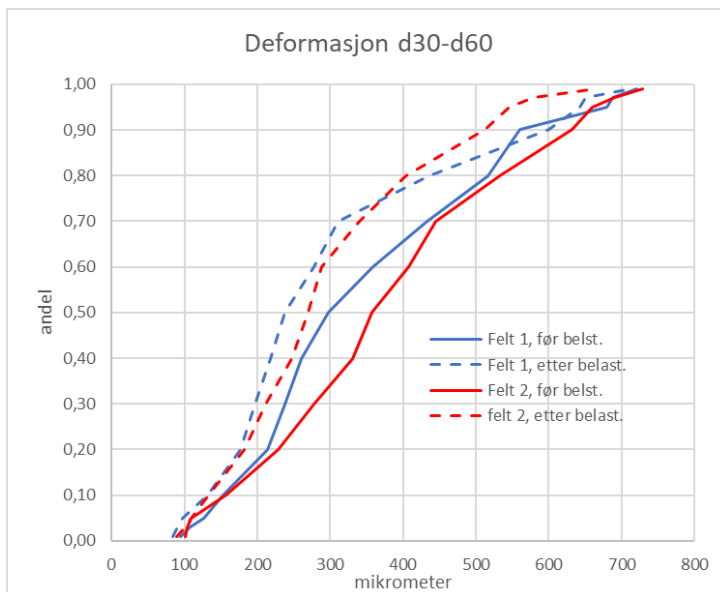
Følgende uttrykk (ref. 8) kan benyttes for å beregne de permanente deformasjonene i et granulært materiale ut fra antallet belastninger (N):

$$\text{Permanent deformasjon: } \varepsilon_p = \frac{\varepsilon_t \mu}{1-\alpha} \cdot N^{(1-\alpha)}$$

I dette tilfellet settes total tøyning lik deformasjon  $d_{30}$  minus deformasjon  $d_{60}$  dividert med 300 mm. Med et gitt antall belastninger og gitte verdier for  $\mu$  og  $\alpha$  vil det være en lineær sammenheng mellom  $d_{30}-d_{60}$  og den permanente deformasjonen:

$$\varepsilon_p = k \cdot (d_{30} - d_{60})$$

Figur 64 viser kumulativ fordeling for  $d_{30}-d_{60}$  for falloddsmåling utført like før og like etter belastningsforsøket.



Figur 64 Kumulativ fordeling -potensiale for permanente deformasjoner –  $k \cdot (d_{30}-d_{60})$

Figuren viser at forholdene er tilnærmet like for de to kjørefeltene; kanskje litt dårligere for felt 2 i området hvor  $d_{30}-d_{60}$  er omkring 300  $\mu\text{m}$ . Der problemene er størst ( $d_{30}-d_{60} > 400$ ) er forskjellene minimale.

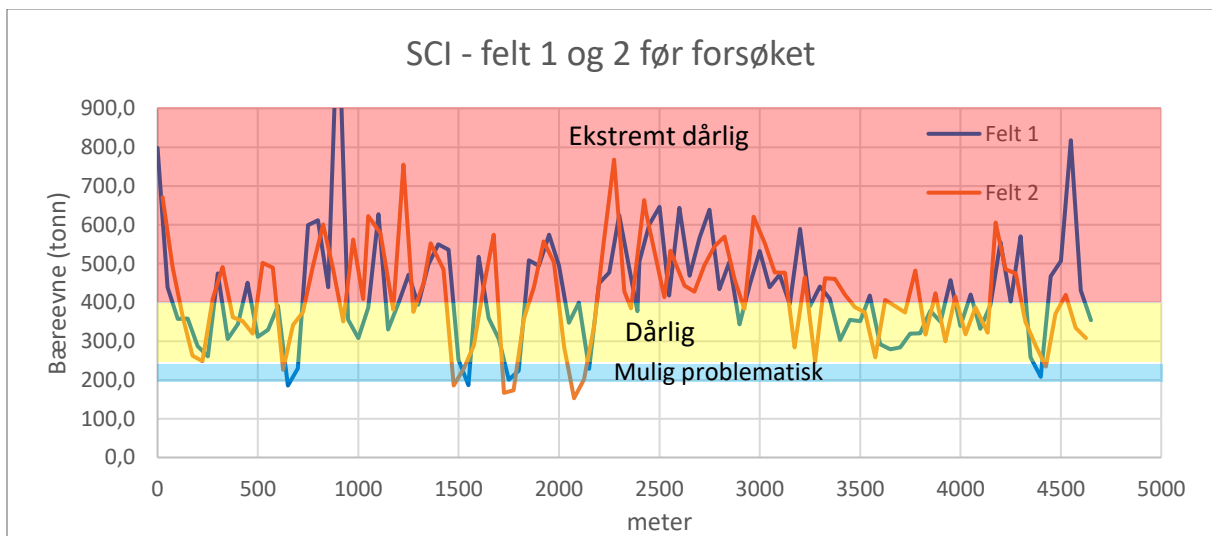
At vegen ligger i sidehellende terreng har i dette tilfellet sannsynligvis liten påvirkning på

deformasjoner som oppstår i forsterkningslaget. Det er i alle fall ikke påvist noen klare forskjeller her.

### Styrke i dekke/bærelag.

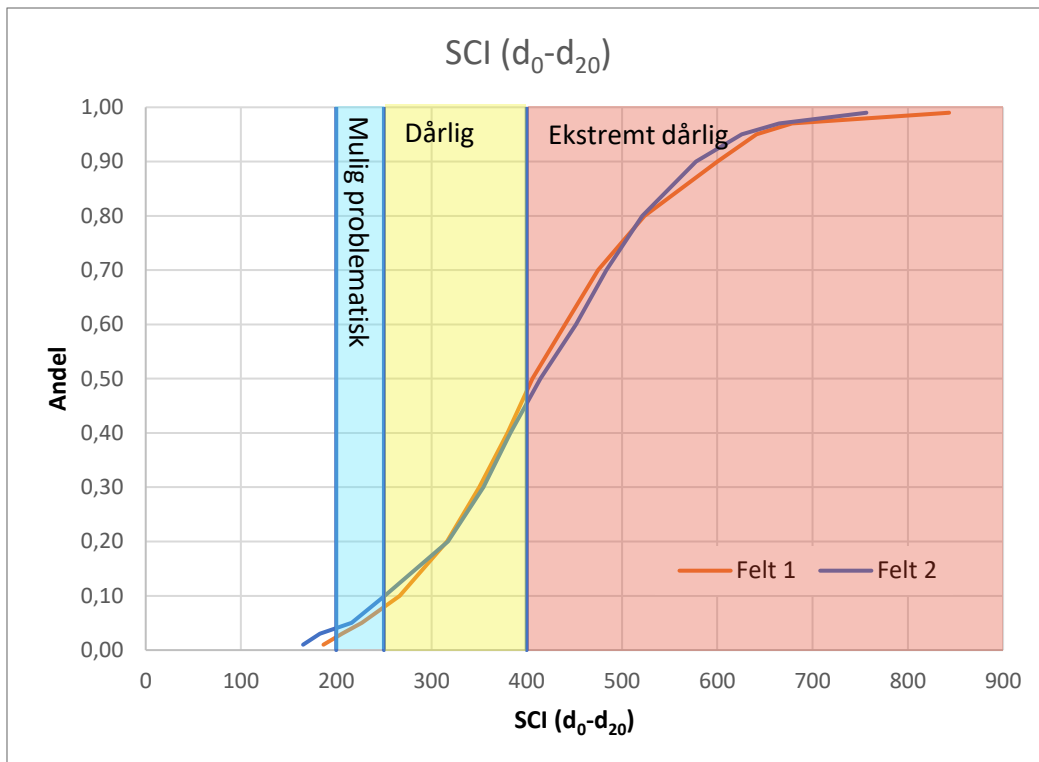
Som tidligere beskrevet i kap. 5.3.4.1 gir SCI (Surface Curvature Index) et uttrykk for styrken i dekke/bærelag.

Figur 65 viser SCI i målingene før belastningsforsøket. Her er også vist med farger hvilke nivåer som ansees som ekstremt dårlig, dårlig og mulig problematisk.



Figur 65 SCI før belastningsforsøk

Høy SCI betyr svakheter i dekke/bærelag. Kumulativ fordeling for begge kjørefeltene er vist i Figur 66. 90-92 % av strekningen ligger i områdene for ekstremt dårlig og dårlig.



Figur 66 Kumulativ fordeling SCI

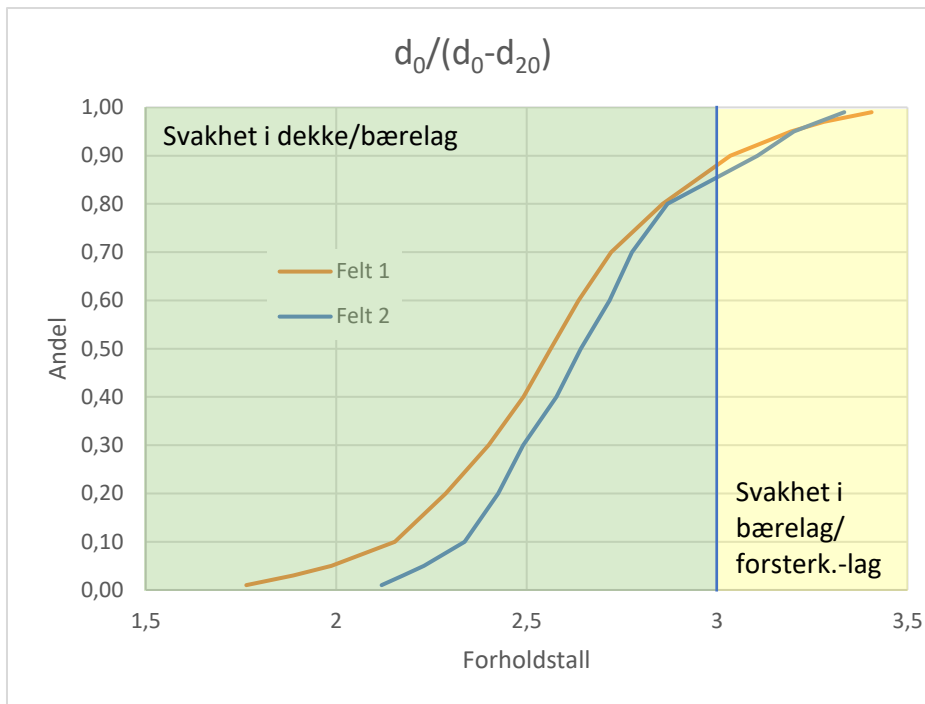
Det er ikke grunnlag for å si at forholdene er forskjellig for de to kjørefeltene.

Forholdstallet mellom maksimal deformasjon ( $d_0$ ) og krumningen ( $d_0-d_{20}$ ) sier noe om hvor i vegkonstruksjonen svakheten ligger. Den sier ikke noe om bæreevnen.

Er forholdstallet større enn 5 ligger svakheten i forsterkningslag/undergrunn og er forholdstallet mindre enn 3 er svakheten i dekke/bærelag. En verdi mellom 3 og 5 betyr at svakheten ligger i bærelag/forsterkningslag.

Figur 67 viser kumulativ fordeling av forholdstallet for begge kjørefeltene. Verdiene viser svært lave verdier og indikerer at undergrunnen fortsatt er frosset og har som følge av dette også høy stivhet. Svakhetene ligger helt klart høyt oppe i vegkonstruksjonen.





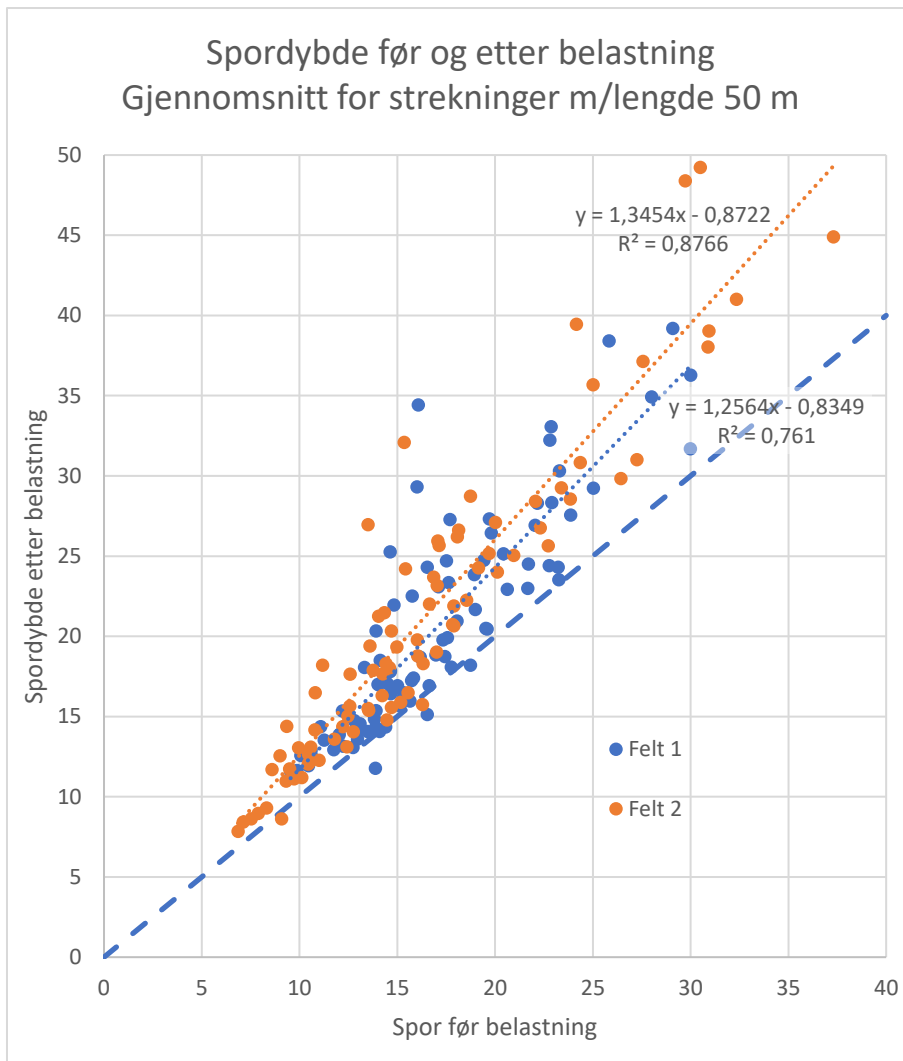
Figur 67 Kumulativ fordeling  $d_0/(d_0-d_{20})$

Felt 1 viser noe lavere verdier enn for felt 2 selv om forskjellene ikke er store. Årsaken til dette er at tinedybden sannsynligvis er litt større for felt 2. Svakhetene ligger noe høyere i felt 1 og dette er uheldig da påkjenninger og skader oppstår i dette området.

#### 5.4.6.2 Vurderinger ut fra tilstandsmålinger

Som tidligere beskrevet var spordybden størst i felt 2 før forsøket og årsaken til dette er høyst sannsynlig at tømmertransporten kjører med full last i dette feltet og uten last i det andre.

Figur 68 viser forholdet mellom spor før og etter belastningsforsøket. Spordybden er beregnet som et gjennomsnitt over 50 m.

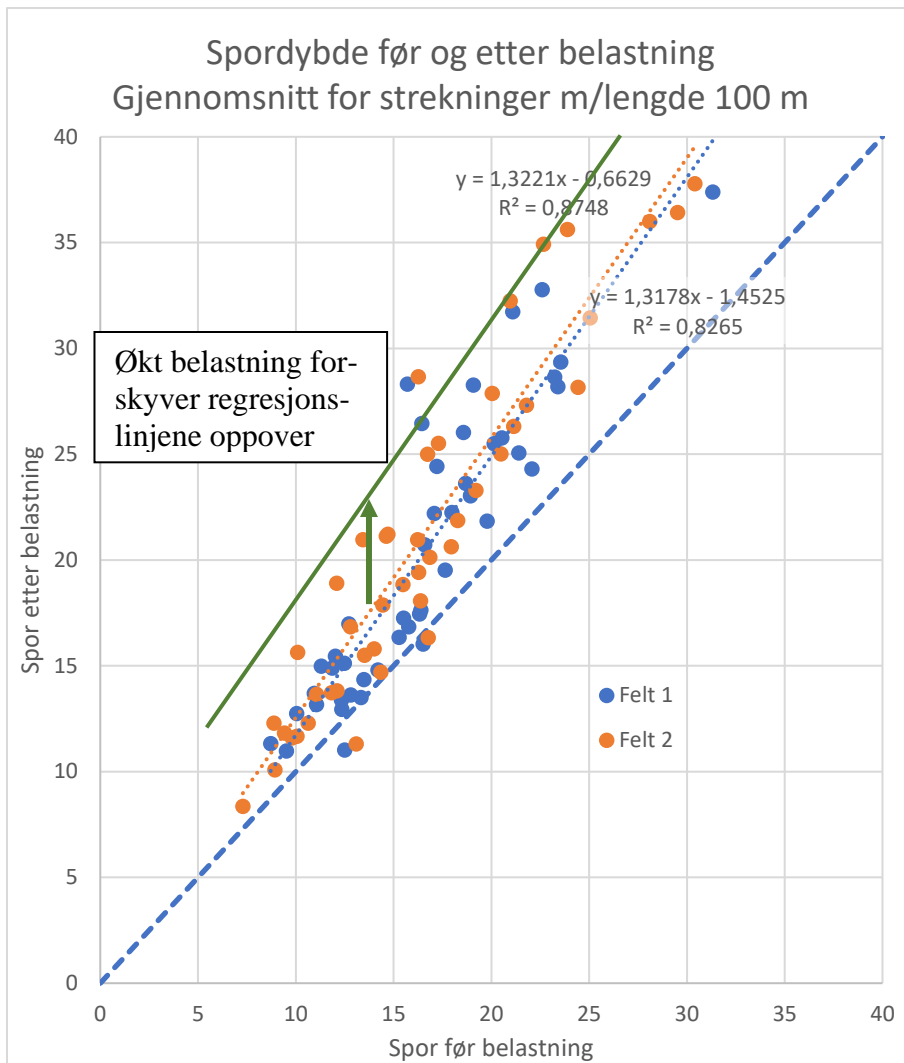


Figur 68 Gjennomsnittlig spordybde før/etter belastning for strekninger med lengde 50 m

Spordybden før belastningsforsøket viser styrken på vegen og det er en helt klar sammenheng mellom spordybden før og etter belastning. Jo høyere spordybde før belastning desto større økning.

Resultatene viser variasjoner og stedvis er sporene blitt redusert. Målingene vil være beheftet med noe feil særlig på steder der vegen har gått i oppløsning.

I det svenske PM-systemet benyttes middelerdier for 100 m lange strekninger. Figur 69 viser forholdet mellom sporene før og etter belastningen og viser omtrent samme forhold som for 50 m-strekninger.



Figur 69 Gjennomsnittlig spordybde før/etter belastning for strekninger med lengde 100 m

Figurene må vurderes ut fra at felt 1 har blitt belastet adskillig mer enn felt 2. Økt belastning vil forskyve regresjonslinjene oppover slik som vist eksempel på i figuren.



## 6 Konklusjoner og anbefalinger

Konklusjonene i dette kapittelet baserer seg på erfaringene fra belastningsforsøkene og de endelige konklusjonene må gjøres når prosjektet avsluttes i 2025. En prøveordning ble startet sommeren 2021 hvor 4-5 vogntog er gitt tillatelse til å utnytte 74 tonn totalvekt. Totalvekter, last på aksellastgrupper, drivstofforbruk etc. registreres fortløpende og også hvilke vegruter disse kjøretøyene benytter. Endelige konklusjoner må gjøres etter at disse dataene sammen med endringer i tilstandsdata for vegnettet, er analysert.

Konklusjonene er gitt punktvis for belastningsforsøkene med anbefalinger til slutt.

### Belastningsforsøk høst 2020 – Gunstige forhold

- Det hadde vært lite nedbør forut for forsøket og grunnvannstanden var lav i følge [www.senorge.no](http://www.senorge.no). Veggen hadde god bæreevne under dette forsøket.
- Kjøretøyene med 60 tonn totalvekt hadde en raskere utvikling av sprekker enn de tyngste kjøretøyene, men ingen av kjøretøygruppene ga økt spordybde eller dårligere jevnhet til tross for at transportert mengde tømmer i hvert kjørefelt var omkring 6900 tonn. Tverrfallet ble heller ikke endret (dvs. nedkjøring av vegkanter/vegskuldre).
- Å kjøre flere tømmervogntog etter hverandre (i konvoi) gir ikke økt nedbrytning; dvs. det ble ikke observert noen form for pumpeeffekt i dette forsøket. Gjentakende belastninger kan imidlertid gi noe økt deformasjoner i asfalten på dager med høy dekketemperatur som følge av asfaltens viskoelastiske egenskaper.
- Konklusjonene gjelder kun for tømmerbiler hvor det benyttes tvillinghjul på de fleste akslingene og ikke for andre kjøretøyer som benytter single dekk (modulvogntog etc.).

### Belastningsforsøk vår 2021 – Teleløsning og ugunstige forhold

- For forsøket våren 2021 var forholdene meget ugunstige mht. vegens bæreevne. Tinedybden var 60-120 cm og det tinte laget hadde et stort overskudd av vann. Pumpeeffekten ble observert i begge kjørefelt ved at vann kom opp på vegoverflaten

og at asfalten stedvis ble fuktig i hjulsporene.

- Veggen fikk betydelige skader under belastningsforsøket og forsøket måtte avsluttes etter 1,5-2 timer. De svakeste delene av veggen fikk, som forventet, størst skader. Det meste av spordannelsen, og særlig der disse er ekstreme, skyldes skjærdeformasjoner i den øverste delen av vegkonstruksjonen. De største skjærpåkjenningene skjer i en dybde som tilsvarer ca. 1/3 av dekkbredden (ref. 12); dvs. i dybden omkring  $\pm 23$  cm. Se Figur 8. Skjærstyrken vil hovedsakelig være avhengig av vanninnholdet og dette gjelder særlig for materialer med høyt finstoff (tefefarlige materialer).
- I dybden 15-30 cm vil det ikke være samvirke mellom aksellastene i en boggi- eller trippelaksel fordi avstanden mellom akslingene er for stor. Aksellastene virker hver for seg og gjør at effekten av en eventuell pumpeeffekt blir større når antallet akslinger øker.
- Forsøket ble avsluttet etter 16 passeringer av kjøretøyer med 74 tonn totalvekt og disse hadde da transportert 807,6 tonn tømmer. Kjøretøyene med 60 tonn totalvekt hadde til sammen 30 passeringer og hadde transportert 1141,0 tonn; dvs. en forskjell på 41,2 %. Til tross for denne forskjellen er skadene litt større for kjørefelt 2. Skadene gitt i form av spordannelse/tonn transportert tømmer var betydelig større for kjøretøyene med totalvekt 74 tonn sammenlignet med kjøretøyene med totalvekt 60 tonn.
- Det er en klar sammenheng mellom spor (ujevnheter i tverrprofilet) før og etter forsøket. Partier med størst spor fikk også den største sporøkningen. Dvs. at de svakeste delstrekningene fikk som forventet de største skadene.
- 4. potens-regelen tar ikke hensyn til pumpeeffekten og kan derfor ikke benyttes der dette fenomenet oppstår.
- Forskjellen i nedbrytning skyldes ikke at forholdene er ulike for de to kjørefeltene:
  - Målte bæreevne forutfor for forsøket er identisk.

- Svakheterne øverst i vegkonstruksjonen er identiske (dybde 15-30 cm) og fremgår av verdien SCI (Surface Curve Index).
  - Felt 2 (brukt av kjøretøyene med 74 tonn totalvekt) hadde i utgangspunktet størst spordybde. Dette skyldes i hovedsak at tømmerbiler kjører med last i dette feltet og uten last i det andre. Årsaken er neppe at kjørefeltet ligger på skjæringssiden da grøftetilstanden er god for denne strekningen.
  - Tinedybden er i gjennomsnitt 5 cm større i felt 2, men dette har neppe noen betydning når skadene oppstår lengre oppe i vegkonstruksjonen.
- Erfaringene fra Finland, beskrevet i Figur 5, stemmer bra med erfaringene fra disse to belastningsforsøkene. For en god veg eller for en veg under gunstige forhold vil gjentakende belastninger gi omtrent samme sporøkning for hver belastning. Dersom forholdene er ugunstige mht. tilgang på vann og dårlige materialer vil gjentakende belastninger medføre en økning av spordeformasjonen for hver enkelt belastning. Eksempelvis vil den siste akslingen på et 9-akslet kjøretøy gir større spordeformasjon enn f.eks. aksel nummer 2. (Styreakslingen er spesiell i denne sammenhengen!). Pumpeeffekten er årsaken til at dette skjer.
  - Konklusjonen i foregående punkt gjelder for svake veger og i perioder med sterkt nedsatt bæreevne. Utenom slike perioder vil sannsynligvis 4. potensregelen gjelde og da vil det være fordelaktig å benytte de tyngste kjøretøyene. Summen av skader over året bør være avgjørende. Nedbrytningen i teleløsningsperioden kan reduseres betydelig ved bruk av lastrestriksjoner.
  - Faktorer som kan ha påvirket resultatene:
    - Hastighet og avstand mellom kjøretøyene kan ha betydning for skadeutviklingen. Dette ble ikke registrert under forsøket. Det er mest sannsynlig at hastigheten var lavest for de tyngste vogntogene og med lavere hastighet vil også avstanden mellom bilene bli redusert. Selv om avstanden i lengde blir kortere betyr dette nødvendigvis ikke at lengden i tid mellom to kjøretøyer er forskjellig. Tidsintervallet vil ha betydning for hvor mye poretykket og vanninnholdet reduseres mellom to kjøretøyer.

## Anbefalinger

- Forsøket våren 2021 viser at vi hadde en pumpeeffekt med påfølgende skader på vegen. Dette fenomenet må beskrives i vegnormaler, retningslinjer og ikke minst i undervisningen ved universitet og høyskoler. Også sjåførere og andre som er ansvarlig for transport må få nødvendig opplæring om denne effekt.
- Vegeier må ha kunnskap om vegens helårsbæreevne for å fastsette tillatt belastning. Spor- og jevnhetsutviklingen vil gi nyttig informasjon om vegens bæreevne og må brukes aktivt i vurderingene. Bæreevne målinger med fallodd eller lignende vil ikke være tilstrekkelig, men kan være et godt supplement. Særlig viktig er det å kartlegge/vurdere bæreevnen i teleløsningsperioden.
- For å unngå store skader på den svakeste delen av vegnettet i bruksklasse Bk10, må veieier vurdere å innføre lastrestriksjoner i teleløsningsperioden.
- Skogbruksnæringen må oppfordres til å unngå at flere vogntog kjører i konvoi i denne perioden. Det er viktig med en felles forståelse av problemet og ta hensyn til dette. Ingen er tjent med at vegene påføres store skader.
- Det kan diskuteres om belastningsforsøkene er realistiske når det benyttes 4 og 5 tømmervogntog kjørende i konvoi. Dette skjer i virkeligheten sannsynligvis sjelden, men hensikten var å fremprovosere en eventuell pumpeeffekt. Forsøket våren 2021 var meget vellykket i så måte.

Regelverket har ingen krav til avstand mellom kjøretøyene og alle kjøretøyene hadde tillatte aksellaster i belastningsforsøkene. Begge kjøretøygruppene kjørte i konvoi og gir derfor grunnlag for å vurdere om disse gir forskjellig vegslitasje/nedbrytning.

Som nevnt baserer konklusjonene og anbefalingene seg på to belastningsforsøk på en bestemt vegstrekning. Hverken belastningene eller forsøksstrekningen er nødvendigvis representative,



men forsøkene gir nyttig kunnskap om hvordan skadeutviklingen er i veien under de gitte forholdene.

Endelige konklusjoner må gjøres når prøveordningen for dette prosjektet avsluttes i 2025.



## Referanser

1. A. Dawson, P. Kolisoja: "Permanet deformation", ROADEX project, oktober 2004
2. Skjølaas Dag: «Vegslitasje fra tømmervogntog» 2020
3. Marit Helene Uppstrøm Kværnmo: «Nedbrytning av veg ved bruk av tømmervogntog med totalvekt opptil 74 tonn», mastergradsoppgave, NMBU 2021
4. Hjort, M, Haraldsson, M and J M Jansen 2008. Road wear from Heavy Vehicles – an overview. Report nr. 08/2008, NVF committee Vehicles a
5. G. Berntsen/T. Saarenketo: "Drainage on low traffic volume roads", Roadex
6. Andrés Nieto Leal, Victor N. Kaliakin: "Behavior of Cohesive Soils Subjected to Cyclic Loading: An Extensive Review of Pertinent Literature". 2013, University of Delaware Newark, Delaware, USA
7. Ester Tseng & Anthony Germanchev . "Dynamic load effects of heavy vehicles on pavement performance – stage 1", ARRB Project No PRP17028
8. G. Berntsen: "Reduksjon av bæreevnen under teleløsningen», doktorgradsavhandling 1993:64, NTH, Trondheim
9. J. Aksnes m.fl.: «Forsterkningsveiledning, del A - Planlegging og prosjektering», Statens vegvesen 2021
10. ROADEX Network: "<https://www.roadex.org/e-learning/lessons/permanent-deformation/stresses-and-strains-in-road-structures/s> and strains in road structures - ROADEX Network"
11. ROADEX Network: <https://www.roadex.org/e-learning/lessons/drainage-of-low-volume-roads/water-and-mechanical-properties-of-roads/>
12. A. Dawson, P. Kolisoja: «Permanent deformation.», Report on task 2.1, ROADEX, 2004
13. Statens vegvesen. (2020a). *Kommunikasjonsplan*. Prøveordning for tømmervogntog inntil 74 tonn: Statens vegvesen.
14. Statens vegvesen. (2020b). Modulvogntog får kjøre på flere veier.
15. Meld. St. 6 (2016-2017), Innst. 162 S (2016-2017): «Verdier i vekst. Konkurransedyktig skog- og trenæring», vedtak 444
16. Jean-Sebastien L'Heureux, Jörgen Johansson, NGI: «Rapport nr 16-2016, Dynamiske påkjenninger og skredfare», Norges vassdrags- og energidirektorat 2016







Statens vegvesen  
Pb. 1010 Nordre Ål  
2605 Lillehammer

Tlf: (+47) 22 07 30 00

[firmapost@vegvesen.no](mailto:firmapost@vegvesen.no)

ISSN: 1893-1162

[vegvesen.no](http://vegvesen.no)

**Tryggere, enklere og grønnere reisehverdag**