

Måling med Traffic Speed Deflectometer på riks- og fylkesveger i Hedmark høsten 2015

Vegar Jermund Antonsen

Master i veg og jernbane

Innlevert: april 2016

Hovedveileder: Helge Mork, BAT

Medveileder: Geir Berntsen, Statens vegvesen Region øst

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Institutt for bygg, anlegg og transport



Oppgavens tittel: Måling med Traffic Speed Deflectometer på riks- og fylkesveger i Hedmark høsten 2015	Dato: 22.04.2015		
	Antall sider (inkl. bilag): 108		
	Masteroppgave	x	Prosjektoppgave
Navn: Vegar Jermund Antonsen			
Faglærer/veileder: Helge Mork, NTNU			
Eventuelle eksterne faglige kontakter/veiledere: Geir Berntsen, Statens vegvesen Region øst			

Ekstrakt:

Bæreevne beskriver hvilken trafikkbelastning en veg tåler over en viss tid uten at tilstanden faller under et gitt nivå.

I forbindelse med denne oppgaven ble det utført målinger med Traffic Speed Deflectometer (TSD) for første gang i Norge. TSD er et vogntogbasert utstyr som måler asfaltdekkets nedbøyningshastighet kontinuerlig i trafikkfart, utfra målingene kan nedbøyning beregnes. Fordeler med TSD er at den ikke forstyrrer trafikken, måler med større tetthet enn det som er normalt med fallodd og evner å måle typisk 2-300 km veg pr. dag.

I oppgaven er det en kort teoridel som beskriver virkemåtene til både fallodd og TSD, beskrivelser av målinger som ble gjort, sammenlikninger av fallodd og TSD-målinger samt analyser. Det gis også eksempel på hvordan målinger fra TSD kan benyttes for utregning av bæreevne og i forsterkningsplanlegging. I tillegg er det en case med frostsikring av utvidelsen fra 2- til 4-felt av E6 over Jønsberg i Stange kommune.

På bakgrunn av sammenstilt data og erfaringer som er gjort underveis er det konkludert med følgende:

- Beregnet nedbøyning og bæreevne fra TSD-målinger stemmer bra overens med antagelser ift hvilke vegger som er sterke og mindre sterke
- Det er ikke statistisk grunnlag for å si at fallodds- og TSD-målinger er like, men subjektivt sett stemmer de bra overens. Dette bekreftes også av andre studier
- TSD er modent for bruk i utstrakt skala og man kan ha stor nytte av TSD-målinger for å kartlegge behov og prioritere tiltak på vegnettet. Målingene kan også brukes på prosjektnivå for å planlegge forsterkning på samme måte som ved bruk av fallodd
- TSD er rimeligere enn fallodd pr. km målt når volumet er på den størrelsen som det har vært i dette prosjektet. TSD har også store fordeler med tanke på HMS og forstyrning av trafikk
- Det er et stort potensiale for besparelser ved optimalisering og mer nøyaktige undersøkelser ved utbedrings- eller vedlikeholdstiltak på veg

Stikkord:

1. Bæreevne
2. Nedbøyning
3. Vedlikehold
4. Forsterkning

(sign.)

Forord

Denne rapporten er et resultat av masteroppgavearbeid ved Institutt for bygg, anlegg og transport ved NTNU, våren 2016. Masteroppgaven er skrevet som en del av det erfaringsbaserte masterprogrammet i veg som NTNU har. Oppgavens omfang er på 30 studiepoeng og er skrevet på deltid.

Bakgrunnen for valg av oppgave og problemstilling er min interesse for vegteknologi, samt at vedlikehold er «i vinden». Med mer kunnskap og nye metoder kan det tenkes at man treffer bedre med vedlikeholdstiltak og dermed får mer effekt ut av midlene som brukes. Det ønsker jeg å bidra til.

Jeg vil rette en stor takk til veilederne mine, ved NTNU, Helge Mork, og i Statens vegvesen Region øst, Geir Berntsen, for gode råd og tilbakemeldinger.

I tillegg vil jeg takke Dekkeprosjektet i Region øst, ved Torgrim Dahl, Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen i Vegdirektoratet, ved Gina Ytteborg og Leif Jørgen Bakløkk og Prosjekt E6 Gardermoen – Biri, ved Taale Stensbye og Mette Marit Jensen for hjelp og bidrag til å få realisert og finansiert undersøkelsene som denne oppgaven bygger på.

Oppgaven er skrevet med personer som jobber med veg- og vegrelaterte oppgaver i det daglige som målgruppe. Noe teori og begreper er forklart, og noe er antatt skal være kjent for leseren.

Lillehammer, april 2016



Vegar Antonsen

Sammendrag

Bæreevne beskriver hvilken trafikkbelastning en veg tåler over en viss tid uten at tilstanden faller under et gitt nivå.

I forbindelse med denne oppgaven ble det utført målinger med Traffic Speed Deflectometer (TSD) for første gang i Norge. TSD er et vogntogbasert utstyr som måler asfaltdekkets nedbøyningshastighet kontinuerlig i trafikkfart, utfra målingene kan nedbøyning beregnes. Fordeler med TSD er at den ikke forstyrrer trafikken, måler med større tetthet enn det som er normalt med fallodd og evner å måle typisk 2–300 km veg pr. dag.

I oppgaven er det en kort teoridel som beskriver virkemåtene til både fallodd og TSD, beskrivelser av målinger som ble gjort, sammenlikninger av fallodd og TSD-målinger samt analyser. Det gis også eksempel på hvordan målinger fra TSD kan benyttes for utregning av bæreevne og i forsterkningsplanlegging. I tillegg er det en case med frostsikring av utvidelsen fra 2- til 4-felt av E6 over Jønsberg i Stange kommune.

På bakgrunn av sammenstilt data og erfaringer som er gjort underveis er det konkludert med følgende:

- Beregnet nedbøyning og bæreevne fra TSD-målinger stemmer bra overens med antagelser ift hvilke veger som er sterke og mindre sterke
- Det er ikke statistisk grunnlag for å si at fallodds- og TSD-målinger er like, men subjektivt sett stemmer de bra overens. Dette bekreftes også av andre studier
- TSD er modent for bruk i utstrakt skala og man kan ha stor nytte av TSD-målinger for å kartlegge behov og prioritere tiltak på vegnettet. Målingene kan også brukes på prosjektnivå for å planlegge forsterkning på samme måte som ved bruk av fallodd
- TSD er rimeligere enn fallodd pr. km målt når volumet er på den størrelsen som det har vært i dette prosjektet. TSD har også store fordeler med tanke på HMS og forstyrning av trafikk
- Det er et stort potensiale for besparelser ved optimalisering og mer nøyaktige undersøkelser ved utbedrings- eller vedlikeholdstiltak på veg

Abstract

Bearing capacity is an expression for the traffic load a road can take over a given period of time without the condition of the road falling under a given level.

In connection with this thesis, measurements with Traffic Speed Deflectometer (TSD) are taken for the first time in Norway. TSD is a trailerbased equipment for measuring deflection velocity continuously in traffic speed. Deflection can be calculated from these measurements. Advantages with the TSD include that it does not disturb traffic, measure with greater density than what is usual with the FWD and can measure normally 2–300 km of road a day.

The thesis is built up of a short theory section which describes the function of both the FWD and the TSD, a comparison of the FWD- and TSD-measurements, and some analysis. Examples of how TSD-measurements can be employed in calculating bearing capacity and in the planning of rehabilitation and strengthening of roads is given in addition to a case with the frost securing of a planned extension from 2- to 4-lane motorway on the E6 over Jønsberg in Stange municipality.

With background from compared data and experiences made during the work with the thesis, the following conclusions has been made:

- Calculated deflection and bearing capacity from TSD-measurements fits well with premade assumptions on what roads are strong and less strong
- There is not a statistical foundations for concluding that the FWD- and TSD-measurements are alike, but subjectively the fit is good
- TSD-measurements can be employed with good benefit for mapping condition and needs in addition to prioritizing actions on the network level, the measurements can also be used at a project level for planning strengthening in the same way as when using FWD
- TSD is cheaper than FWD per km measured when the volume is of the size that it has been in this project. TSD also has great advantages when it comes to Health, Safety and Environment and disruption of traffic
- There is a great potential for savings when optimizing and employing more accurate measurements and investigations when planning rehabilitation or extensions on roads

Innhold

Forord.....	i
Sammendrag	ii
Abstract.....	iii
Innhold	iv
Tabeller	v
Figurer.....	vi
1 Bakgrunn/Innledning.....	1
2 Begrepsavklaring og teori	2
2.1 Begrepsliste	2
2.2 Utstyr og metoder for måling av vegens bæreevne og tilstand.....	3
2.3 Georadar	11
2.4 Vedlikeholds- og forsterkningsplanlegging	13
3 Feltarbeid og resultater	14
3.1 Forutsetninger, metode og antakelser.....	14
3.2 TSD	14
3.3 Fallodd.....	19
3.4 Borkjerneprøver	20
3.5 Georadar	22
3.6 Analyser.....	23
4 Eksempel på forenklet forsterkningsplanlegging med TSD	42
4.1 Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4200	42
4.2 Fv 606 Rena leir – Steinvik bru	46
5 Case: Frostdimensjonering av E6 over Jønsberg.....	50
5.1 Bakgrunn.....	50
5.2 Dagens veg	52
5.2 Dimensjonering og frostsikring av ny E6.....	59
5.4 Kostnadsberegning av alternativer	63
5.5 Tolking av resultater og oppsummering.....	64
6 Oppsummering og konklusjon	65
7 Forslag til videre arbeider	66
Litteraturliste	67
Vedlegg	69

Tabeller

Tabell 1: Inngangsparametre for TSD-målinger	14
Tabell 2: TSD-måleprogram	15
Tabell 3: Måleprogram for falloddsmålinger	19
Tabell 4: Parametre for falloddsmålinger	19
Tabell 5: Måleprogram for borkjerneprøver	20
Tabell 6: Resultater fra borkjerneprøver. Lagtykkelser i mm.....	21
Tabell 7: Måleprogram for georadar	22
Tabell 8: Gjennomsnittsverdier for SCI300 og d0 for de tre overfartene	24
Tabell 9: Maks-, min- og gjennomsnittsverdier for påført kraft under FWD/TSD-målinger .	30
Tabell 10: T-test oppsummert.....	32
Tabell 11: ÅDT-tall for strekningene. Forutsetter at Andel lange tilsvarer ÅDT _T . Tall hentet fra NVDB 24.02.16.....	33
Tabell 12: Strekningsbæreevne basert på falloddsmålinger	33
Tabell 13: Parametre for TSD	35
Tabell 14: Strekningsbæreevne basert på Fallodd og TSD med Benkelmans- og falloddsmetoden.....	38
Tabell 15: Øvrige strekninger valgt ut for beregning av bæreevne.....	39
Tabell 16: Streknings- og middelværdier for bæreevne fra TSD-målinger	40
Tabell 17: Faktisk dekkelevetid E6 over Jønsberg	54
Tabell 18: Maksimal nedbøyning på utvalgte punkter E6 over Jønsberg	55
Tabell 19: Resultater fra FWD-målinger i 1991. Punktangivning i parentes viser 50-meterspunkt målingen er hentet fra. Bæreevne er beregnet i 1991. 20 tonn tilsier 20 tonn eller mer. (NVDB, 08.02.2016).....	56
Tabell 20: Forutsetninger for beregning av trafikklast for E6 over Jønsberg	59
Tabell 21: Overbygning ny E6 over Jønsberg dimensjonert på bakgrunn av trafikklast etter Håndbok N200	60
Tabell 22: Kontroll av bærelagsindeks E6 over Jønsberg	60
Tabell 23: Sammenligning av alternative metoder for frostsikring, tykkelser i cm	62
Tabell 24: Sammenstilling av kostnader for frostsikringsalternativer. 0-alt er uten frostsikring.....	63

Figurer

Figur 1: Prinsipp for Benkelmansbjelke. Kopi av figur 4–3 fra Mork, 2014.....	3
Figur 2: Vegvesenets fallodd, av typen Dynatest ved Fv 24 nord for Skarnes	4
Figur 3: Nedbøyningsbasseng ved falloddsmåling, kopi av figur 11.8 fra Dahlen mfl., 2015. d20 tilsvarer her d200.	4
Figur 4: Kopi av figur V6.1 og V6.2 fra Håndbok N200 (2014).....	5
Figur 5: Skisse som viser hengeren, samt prinsippet for måling av nedbøyningshastighet med laserne (Foto: Greenwood Engineering).....	7
Figur 6: Prinsipp for funksjon av dopplerlasere på TSD. Kopi av figur 2 fra Krarup, 2015.....	8
Figur 7: Prinsipp for nedbøyningsbassengets form basert på nedbøyningshelning. Kopi av figur fra www.greenwood.dk (29.03.2016)	8
Figur 8: Bildet viser metreringshjulet som er påmontert bak hengerens aksel. Dette kan heises opp og ned fra førerhuset.	9
Figur 9: Eksempel på hvordan variasjon går tapt når resultater midles. Kopi av figur 3.12 fra Flintsch mfl., 2013.....	10
Figur 10: Eksempel på output fra Georadar. Kopi av bilde 2 fra Østen, 2015a.....	11
Figur 11: Eksempel på grafisk framstilling av tolkede georadarmålinger. Kopi av figur 2 fra Østen, 2015a.....	12
Figur 12: IBDiMs TSD på plass på Kolomoen	14
Figur 13: Kart over målestrekninger	16
Figur 14: Eksempel på framstilling av målt bæreevne på Fv 24 fra Stange til Skarnes i Google Earth. Rød farge viser SCI300 > 150µm og grønn farge < 75µm.....	17
Figur 15: Skjerm bilde fra Profilograph med Fv 222 sør for Stange.....	18
Figur 16: Falloddet, med følgebil på plass ved Fv 24 nord for Skarnes	19
Figur 17: Bilde av en typisk borkjerneprøve, med markering for tydelige lagskiller (Foto: Viktor Hedfors, Jan Fredrik Hertenberg)	20
Figur 18: Boring av asfaltprøver på Fv 222 sør for Stange. (Foto: Viktor Hedfors, Jan Fredrik Hertenberg)	21
Figur 19: Georadar ferdig rigget på bil ved Stange. Hornantennen sees som den store boksen lengst til venstre og den mindre boksen i midten er «ground coupled» antenne med to kanaler på 400 og 900 Mhz.....	22
Figur 20: Sammenstilling av SCI300 for tre overfarter på E6	23
Figur 21: Sammenstilling av d0 for tre overfarter på E6	23
Figur 22: Sammenstilling d0 FWD/TSD – Fv 202 Hp 02 m 2000 – 3000.....	25
Figur 23: Sammenstilling SCI300 FWD/TSD – Fv 202 Hp 02 m 2000 – 3000	26
Figur 24: Sammenstilling samlede resultater d0 FWD/TSD	27
Figur 25: Sammenstilling samlede resultater SCI300 FWD/TSD	28
Figur 26: Sammenstilling samlede resultater d0 FWD/TSD. Fjernet 10 % av de mest avvikende målingene.....	29
Figur 27: Sammenstilling samlede resultater SCI300 FWD/TSD. Fjernet 10 % av de mest avvikende målingene.	29
Figur 28: d0 TSD og d0 FWD korrigert for påført kraft.....	30

Figur 29: SCI300 TSD og SCI300 FWD korrigert for påført kraft	31
Figur 30: Sammenheng i bæreevne FWD/TSD Fv 202 Hp 02 m 2000 – 3000	34
Figur 31: Beregnet bæreevne fra FWD- og TSD-målinger Fv 202 Hp 02 m 2000 – 3000	38
Figur 32: Bæreevne på strekningene fremstilt grafisk	40
Figur 33: Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4200 mellom Skarnes og Sand i Nord-Odal kommune	42
Figur 34: Bæreevne i tonn fra TSD-målinger på Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4200. Strekningsbæreevne vist med rød strek.	43
Figur 35: d0-d200 vs d900 på Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4200.....	44
Figur 36: Bæreevne og lagdeling Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4200.....	44
Figur 37: Fv 606 Rena leir – Steinvik bru (Hp 01 m 700 – 15000)	46
Figur 38: Bæreevne på Fv 606 Hp 01 m 700 – 15000. Rød strek viser grense for 10 tonn... ..	46
Figur 39: Fv 606 Hp 01 m 11725. Vegbilde fra Viaphoto (22.03.2016).....	47
Figur 40: Fv 606 Hp 01 m 700 – 15000 d0-d200 vs d900	48
Figur 41: Fv 606 Hp 01 m 700 – 15000 d0 / d0 – d200	48
Figur 42: Tverrprofil på ny firefeltsveg E6 over Jønsberg	50
Figur 43: Tverrprofil dagens E6	52
Figur 44: Overbygning på dagens E6 over Jønsberg.....	52
Figur 45: Normert dekkelevetid for E6 over Jønsberg. Fra figur 531.2 i Håndbok N200 (2014)	53
Figur 46: Skjerm bilde fra PMS2010 som viser framskriving av spor- og jevnhetsutvikling på E6 over Jønsberg.....	53
Figur 47: Forventet dekkelevetid spor E6 Hp 03 i Hedmark. Kopi av figur fra Evensen, 2015.	54
Figur 48: SCI300 på E6 over Jønsberg	55
Figur 49: E6 over Jønsberg d900 vs d0 – d200	56
Figur 50: Lagdeling fra georadarmåling ved punkt 2288	57
Figur 51: Lagdeling fra georadarmåling ved punkt 3303	57
Figur 52: Lagdeling fra georadarmåling ved punkt 5134	58
Figur 53: Overbygning med alternative frostsikringsmetoder	62
Figur 54: Tenkt prinsipp for motstand mot ujevnt telehiv for T2-materiale og pukkk	64

1 Bakgrunn/Innledning

Arbeidet med oppgaven begynte med et ønske om å vurdere frostsikring på de to nye feltene ved utvidelse av eksisterende 2-felts veg til 4-felts motorveg på E6 over Jønsberg i Stange. Ønsket var et resultat av at nye frostsikringskrav kom underveis i byggeplanarbeidet.

En sentral forutsetning i planarbeidet for E6 har hele tiden vært å ta vare på eksisterende vegkapital, samt ha trafikken gående gjennom anleggsområdet. Det lar seg ikke kombinere med de nye frostsikringskravene som tilsier en økning av total overbygningstykkelse fra 1,8 til 2,4 meter, ettersom det medfører at man på de strekningene som bygges med smal midtdeler må grave inn i eksisterende veg for å komme ned til nødvendig dybde.

For å kunne vurdere kravene til frostsikring ble det ansett som viktig å bestemme tilstanden på dagens veg, for å se om det er verdier i den, og om den har ligget godt til tross for at den ikke er frostsikret. Bæreevne og motstand mot nedbrytning er en sentral faktor i så måte. Forfatteren ble da tipset om Traffic Speed Deflectometer (TSD), et konsept for måling av nedbøyning på veg, som ikke var blitt utprøvd i Norge tidligere.

Det ble bevilget midler fra Dekkeprosjektet i Region øst, samt FoU-midler fra Trafikksikkerhet, miljø og teknologi-seksjonen i Vegdirektoratet for å gjennomføre målinger og et FoU-prosjekt med TSD.

Oppgaven er bygget opp med en teoridel først, så beskrivelse og tolkning av målinger som er gjort og med casen E6 over Jønsberg til slutt.

Fokus er utprøving av TSD på et utvalg veger med ulik standard og bæreevne i Hedmark, erfaringer som er gjort og evaluering opp mot kjente metoder som fallodd og georadar.

2 Begrepsavklaring og teori

2.1 Begrepsliste

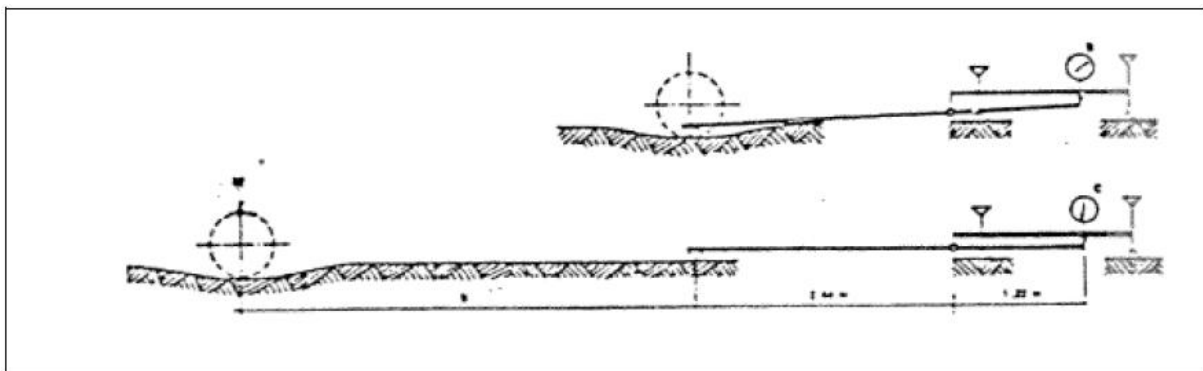
Bæreevne	=	Trafikkbelastning en veg tåler over en viss tid uten at dekketilstanden faller under et gitt nivå
d0	=	Nedbøyning under lastsenteret (maksimal nedbøyning) [μm]
dxx	=	Nedbøyning xx cm fra lastsenteret [μm]
dxxx	=	Nedbøyning xxx mm fra lastsenteret [μm]
GPR	=	Ground Penetrating Radar (Georadar)
Frostdybde	=	Maksimal dybde som frosten trenger ned til i løpet av en vinter
Frostmengde	=	Angivelse på frostbelastningen i løpet av en vinter i timegrader [$h^{\circ}\text{C}$]
FWD	=	Falling Weight Deflectometer (Fallodd)
NVDB	=	Nasjonal vegdatabank – database med informasjon om veger i Norge. Bla. oversikt over ÅDT, vegutstyr, drenering, ulykker mm.
PMS	=	Pavement Managing System. System for tilstandsregistrering og planlegging av vedlikehold av vegdekker
SCI300	=	Surface Curvature Index. Internasjonalt mye brukt indikator av stivhet/bæreevne på veg. Defineres som d0 – d300.
SVV	=	Statens vegvesen
TSD	=	Traffic Speed Deflectometer
Vegident	=	Identifisering av et punkt på riks- og fylkesveg på formatet: Fv 24 Hp 01 m 2800
Viaphoto	=	System for dokumentering av tilstand på vegen ved hjelp av vegbilder. Typisk tas det vegbilder pr. 20 meter.
ÅDT	=	Årsdøgntrafikk. Det totale antall kjøretøy som passerer et snitt på vegen (i begge retninger) i løpet av ett år, dividert på 365

2.2 Utstyr og metoder for måling av vegens bæreevne og tilstand

I dette kapitlet gjøres det en kort gjennomgang av aktuelle metoder for å registrere bæreevne og strukturell tilstand på eksisterende vegnett.

2.2.1 Benkelmansbjelke

Benkelmansbjelken ble utviklet i USA på 1950-tallet, og er et lastebilbasert måleutstyr for å måle nedbøyning under ett tvillinghjul med aksellast på 8 tonn. Utstyret består av en målebjelke, en referansebjelke og et måleutstyr. Målepunktet til målebjelken plasseres mellom tvillinghjulet, og det måles hvor mye denne hever seg når lastebil kjører fram og bort fra målepunktet etter prinsippet i skissen under (Mork, 2014).



Figur 1: Prinsipp for Benkelmansbjelke. Kopi av figur 4-3 fra Mork, 2014.

Etter den norske målemetoden får man kun maksimal nedbøyning (δ_B) under hjullasten, og man kan ikke si noe om hvor i overbygningen en eventuell svakhet ligger eller om materialene i undergrunnen (Mork, 2014).

Basert på den maksimale nedbøyningen og mengden tungtrafikk (ÅDT_T) er det i Norge utviklet en empirisk formel for beregning av bæreevne på asfaltert veg (Mork, 2014):

$$B = 14,06 * \text{ÅDT}_T^{-0,072} * \delta_B^{-0,6}$$

Fordelen med metoden er at man får målt nedbøyning under en reel trafikklast, men metoden er tid- og ressurskrevende.

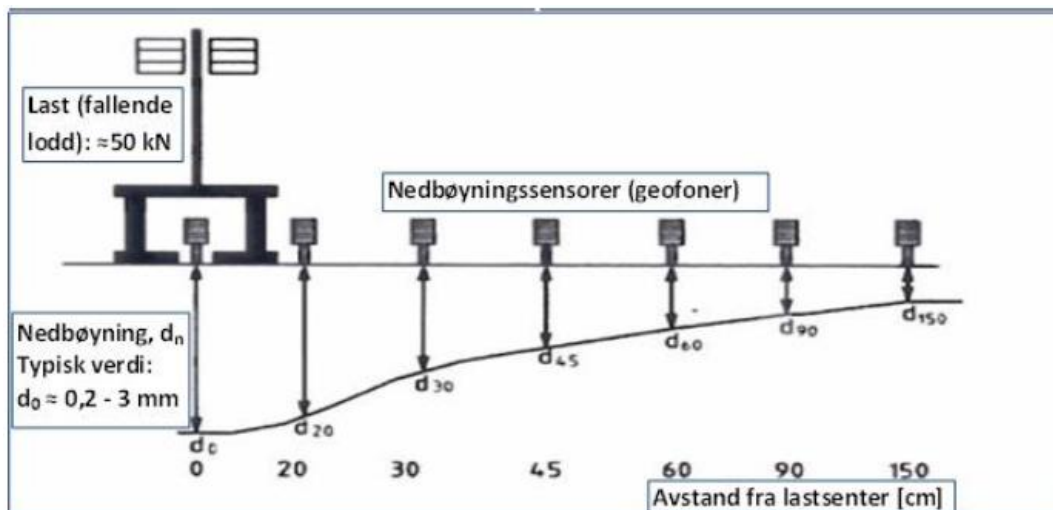
2.2.2 Fallodd

Fallodd – Falling Weight Deflectometer (FWD) er brukt i Norge og internasjonalt for å måle nedbøyning på veg og dermed kunne si noe om bæreevne og materialer i overbygning og undergrunn. Falloddet er gjerne oppsatt på en tilhenger som kan trekkes av en vanlig bil og betjenes fra førerhuset slik at det ikke er behov for å forlate bilen mens målingene utføres.



Figur 2: Vegvesenets fallodd, av typen Dynatest ved Fv 24 nord for Skarnes

FWD består av et lodd som slippes fra en bestemt høyde, og dermed induserer en lastpuls som overføres til dekkeoverflaten via et sett med gummibufre og en sirkulær kontaktplate. En serie med sensorer registrerer nedbøyning rett under lastsenter og i gitte avstander fra lastsenteret. Lasten skal normalt tilsvare en hjullast på 5 tonn og måles ved hjelp av en lastcelle (Dahlen mfl., 2015). Figuren under viser prinsippet.

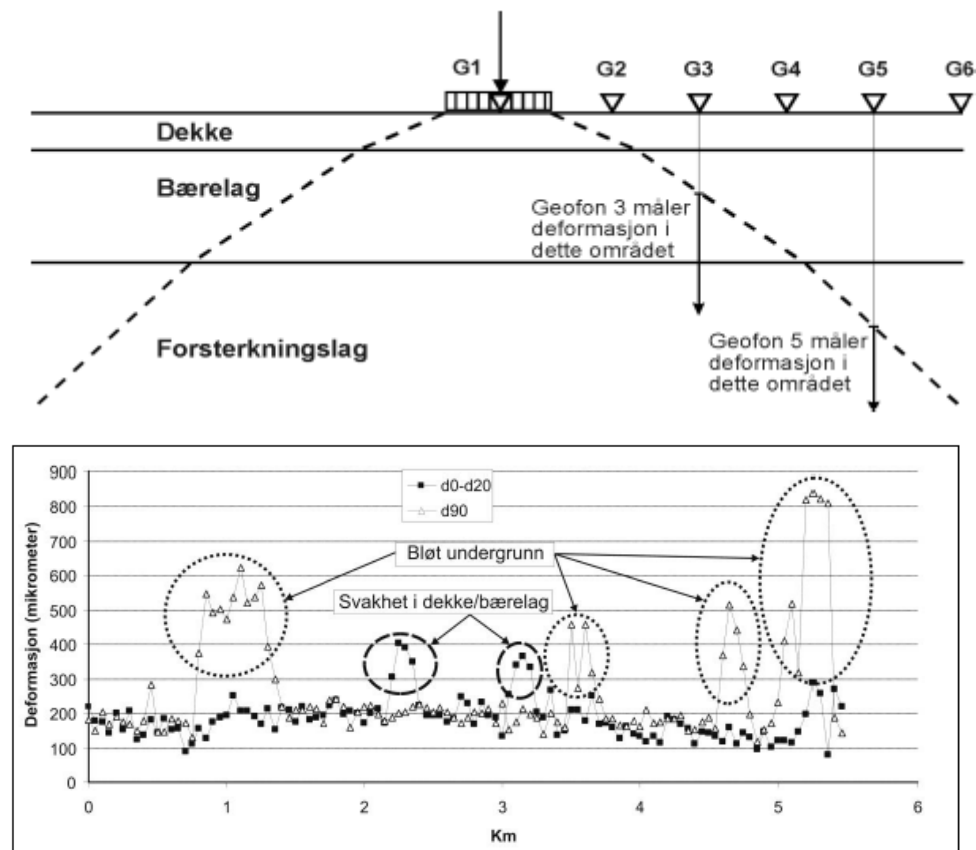


Figur 3: Nedbøyningsbasseng ved falloddsmåling, kopi av figur 11.8 fra Dahlen mfl., 2015. d_{20} tilsvarer her d_{200} .

d_0 er uttrykk for maksimal nedbøyning av dekkeoverflaten, direkte under lastsenteret. Basert på nedbøyning og utforming av nedbøyningsbassenget kan man si noe om vegens bæreevne og hvor i vegkonstruksjonen svakheten ligger. Ved svakhet i de øvre lagene vil krumningen

$d_0 - d_{200}$ (SCI200) bli stor. Ved svake materialer i undergrunnen vil nedbøyningen lengre unna lastsenteret være stor (d_{900} eventuelt d_{1500}) (Dahlen mfl., 2015).

Skissene under viser prinsippet for hvordan man kan tolke svakheter i de forskjellige lagene utfra nedbøyningsmålinger med fallodd. De ulike sensorene måler nedbøyning i forskjellige deler av overbygningen ettersom lastvirkningen spres utover jo lengre ned i overbygningen man ser.



Figur 4: Kopi av figur V6.1 og V6.2 fra Håndbok N200 (2014)

Basert på inngangsparameterne kraft, nedbøyning og mengden tungtrafikk (ÅDT_T) er det i Norge utviklet en empirisk formel for beregning av bæreevne på asfaltert veg (Dahlen mfl., 2015):

$$B_{asfalt} = 11 \times \left(\frac{E_{dim}}{200} \right)^{0,6} \times \left(\frac{50}{\text{ÅDT}_T} \right)^{0,072}$$

Hvor

$$E_{dim} = \frac{110 \times p}{\sqrt{d_0 \times (d_0 - d_{200})}}$$

p er flatetrykk i MPa, utregnet som $P / \pi \times a^2$, hvor P er kraft. Ligningen forutsetter platediameter 300 mm. Normalt utføres 2 eller 3 slag i hvert punkt, hvor målinger fra det siste slaget brukes til utregningene.

Ulempen med FWD er at den måler punktvis og må stå i ro for å ta en måling. Det tar typisk 1 – 2 minutt for hvert målepunkt. Dette forstyrrer trafikken, samtidig som man må ha et system for arbeidsvarsling og evt. sikring/putebil. Opplegg for arbeidsvarsling og sikring varierer ift. vegtype, trafikk og sikt på stedet. I følge Pål Buskum og Jan Erik Dalhaug ved Lab- og vegteknologiseksjonen i Statens vegvesen Region midt er estimert kostnad for falloddsmålinger på lavtrafikkert veg inkl. trafikkvakt 1270 kr/km (epost, 2. september 2015).

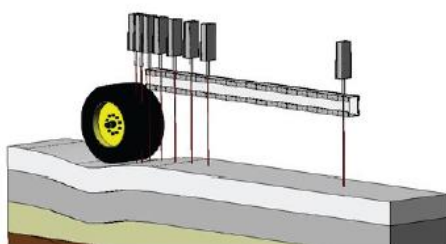
På store deler av vegnettet i Region øst ble det kjørt FWD-målinger i perioden rundt 1990 for å bestemme bæreevne. Det ble brukt 50 meters punktavstand. Man antar da at hvert punkt er representativt for bæreevnen på hvert 50-meters intervall.

Ettersom FWD nærmest er blitt en standard for bæreevne målinger internasjonalt, så er det interessant å sammenligne resultater fra FWD med TSD.

2.2.3 Traffic Speed Deflectometer (TSD)

Traffic Speed Deflectometer (TSD) er et konsept utviklet og patentert av danske Greenwood Engineering (GE).

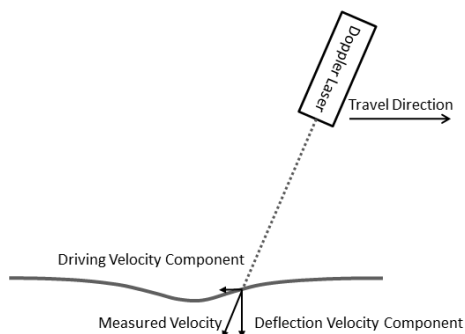
Konseptet består av en spesialbygget, enakslet henger koblet på en trekkvogn. Vekten av hengerens bakaksel er 10 tonn, fordelt på to tvillinghjul-sett. I hengeren er det montert en bjelke med lasere som måler dekkets nedbøyningshastighet i gitte avstander fra lastsenteret (midt mellom tvillinghjulene i ytre spor) etter Dopplerprinsippet. Bjelken laserne er montert på flytter seg opp og ned i forhold til bevegelsene i hengeren ved hjelp av servoer for å holde en konstant høyde til dekket. For å forhindre påvirkning grunnet endring av temperatur er hengeren klimaregulert til en konstant temperatur på 20°C (Flintsch mfl., 2013). Skissen under viser hengeren og bjelken med påmonterte lasere.



Figur 5: Skisse som viser hengeren, samt prinsippet for måling av nedbøyningshastighet med laserne (Foto: Greenwood Engineering)

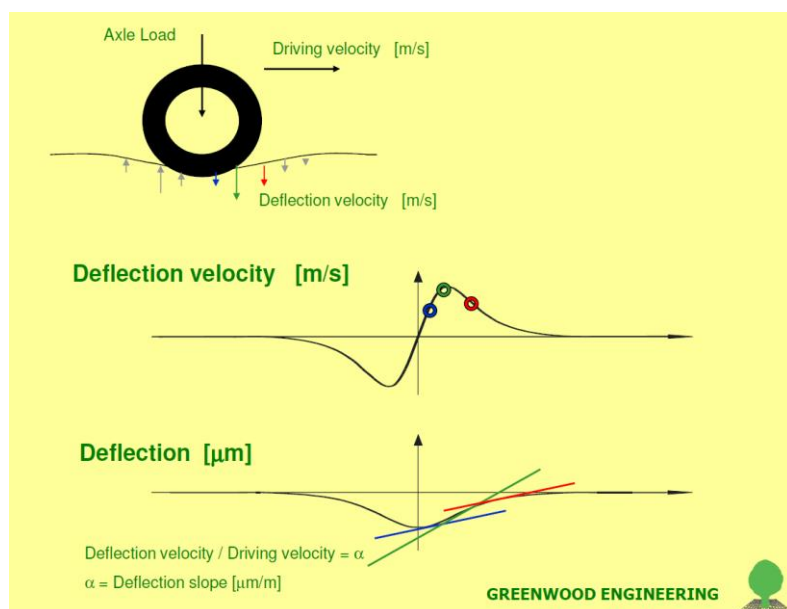
Den første prototypen var klar på starten av 2000-tallet. I 2010 var 2. generasjons TSD klar, og utstyret er nå levert til Danmark, England, Italia, Polen, Sør-Afrika, Kina, USA og Australia (Greenwood Engineering A/S, 2015).

Laserne er montert med en liten vinkel mot dekket for å måle vogntogets horisontale hastighet og dekkets vertikale hastighet. Referanselaseren som er montert ca midt mellom hengerens bakaksel og bakakselen til trekkvognen antar man at måler veldig lite nedbøyning på dekket, og målinger fra den kan da brukes til å korrigere vekk uønskede signaler fra de andre laserne (Flintsch mfl., 2013).



Figur 6: Prinsipp for funksjon av dopplerlasere på TSD. Kopi av figur 2 fra Krarup, 2015

Skissen over viser prinsippet for de enkelte laserne. TSD-en generer målinger av nedbøyningshastighet avhengig av vogntogets hastighet. For å fjerne denne avhengigheten og få et uttrykk for nedbøyningshelning så divideres de to komponentene; nedbøyningshastigheten på vogntogets hastighet. Man får da et uttrykk for nedbøyningshelning i $\mu\text{m}/\text{m}$ og en kurve for nedbøyningsbassenget slik skissen under viser (Krarup, 2015).



Figur 7: Prinsipp for nedbøyningsbassengets form basert på nedbøyningshelning. Kopi av figur fra www.greenwood.dk (29.03.2016)

For å regne ut absolutte nedbøyningsverdier benyttes en kurvetilpasning utviklet av Greenwood. Tilpasningen er god når nedbøyningen er karakteristisk og følger forventet kurve. Hvor god denne tilpasningen er beskrives av faktoren «goodness of fit». Dersom denne er under 0,85 så rapporteres ikke absolutte nedbøyningsverdier. SCI300 rapporteres allikevel ettersom det er en differanseverdi (Krarup, 2015).

En av de store fordelene med TSD er at den måler kontinuerlig og i trafikkhastighet (40 – 80 km/t). Dette gjør at man ikke har behov for arbeidsvarsling/sikring og man forstyrrer ikke trafikken mens målingene pågår. Avhengig av temperatur vil de viskoelastiske deformasjonene i asfalten være ubetydelig i dette hastighetsområdet (Katicha mfl., 2013). Studier utført av det Sørafrikanske vegvesenet, SANRAL, på en instrumentert teststrekning tilsier at TSD-en gir gode resultater selv med hastigheter ned til 2,5 km/t (Kannemeyer mfl., 2014). Det tyder på at man ikke nødvendigvis er avhengig av å holde høy fart for å få gode målinger.

Videre omtaler Krarup (2015) TSD-en som å være en veldig realistisk måte å måle nedbøyning på vegen ettersom belastningsmønsteret fra TSD-en følger øvrig trafikk med tanke på ujevnheter i vegen som gjør at det blir ekstra belastning på enkeltpunkter. TSD-en er bemannet av en sjåfør og en TSD-operatør som sitter i trekkvognen. Erfaring tilsier at mellom 200 og 300 km med målinger pr. dag er realistisk. Begrensninger ligger i måling på våt vegbane ettersom laserne ikke registrerer skikkelig under slike forhold.

Posisjonering av målingene gjøres med GPS som er montert over lastsenteret og i tillegg er det montert et motorsykelhjul som måler meter kjørt mer nøyaktig. TSD-en kan også leveres med systemer for å måle spor og jevnhet (IRI), ta vegbilder, detektore sprekker og georadar (GPR) (Krarup, 2015).



Figur 8: Bildet viser metreringshjulet som er påmontert bak hengerens aksel. Dette kan heises opp og ned fra førerhuset.

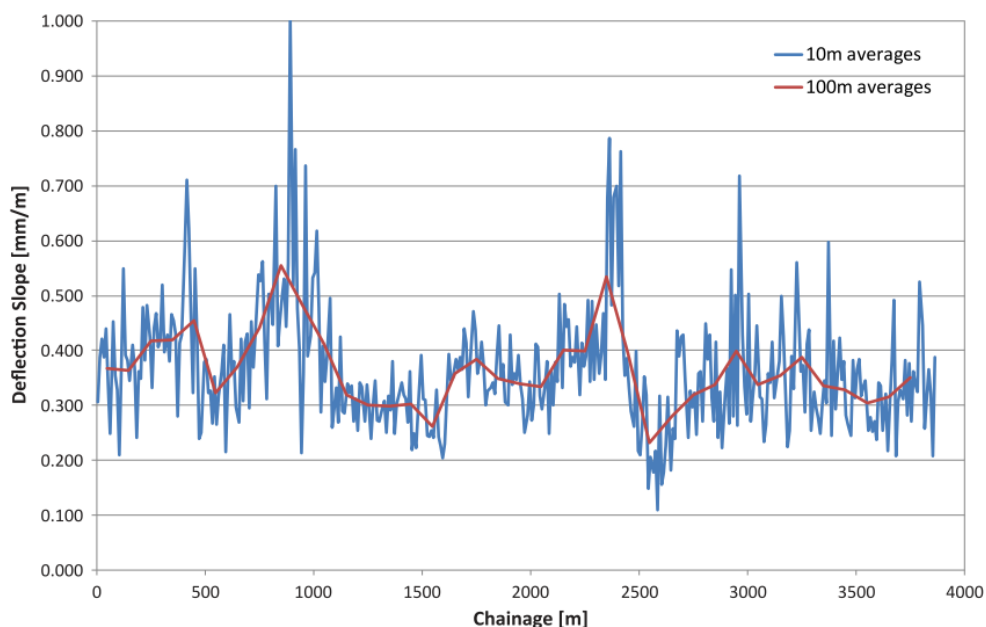
Sammenheng med FWD og repeterbarhet

At sammenhengen mellom FWD og TSD stort sett er god bekrefter studier utført av Krarup mfl. (2006), Roberts mfl. (2013), Flintsch mfl. (2013), Zofka mfl. (2014), Kannemeyer mfl. (2014) og Muller (2015).

Repeterbarhet defineres som evnen til å reprodusere like måleresultater gang etter gang. God repeterbarhet, også i ulike hastigheter er påvist av studier utført av Rasmussen mfl. (2002), Baltzer mfl. (2010), Kannemeyer mfl. (2014).

Optimal midling

TSD-en måler kontinuerlig og målestøy kan da gi store utslag. Målingene midles derfor for å få et jevnere resultat. Ulempen når man øker midlingslengden er at variasjon og en del lokal informasjon forsvinner, for eksempel informasjon om lokale svake partier som sprekker eller svake skjøter i dekke/overbygning (Katicha mfl., 2013).



Figur 9: Eksempel på hvordan variasjon går tapt når resultater midles. Kopi av figur 3.12 fra Flintsch mfl., 2013

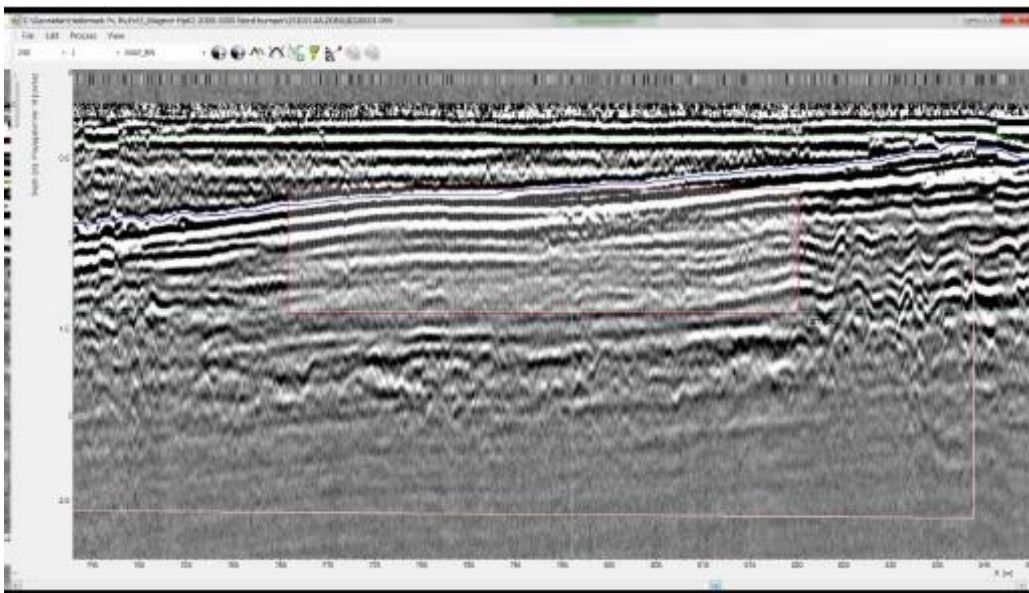
Katicha mfl. (2013) konkluderer med at man må velge midlingslengde i forhold til den enkelte vegstrekning som måles. Homogene strekninger kan ha lengre midlingslengder uten å miste variasjon og informasjon.

De fleste brukerne av TSD midler resultater på 10 meters intervaller (Krarup, 2015).

2.3 Georadar

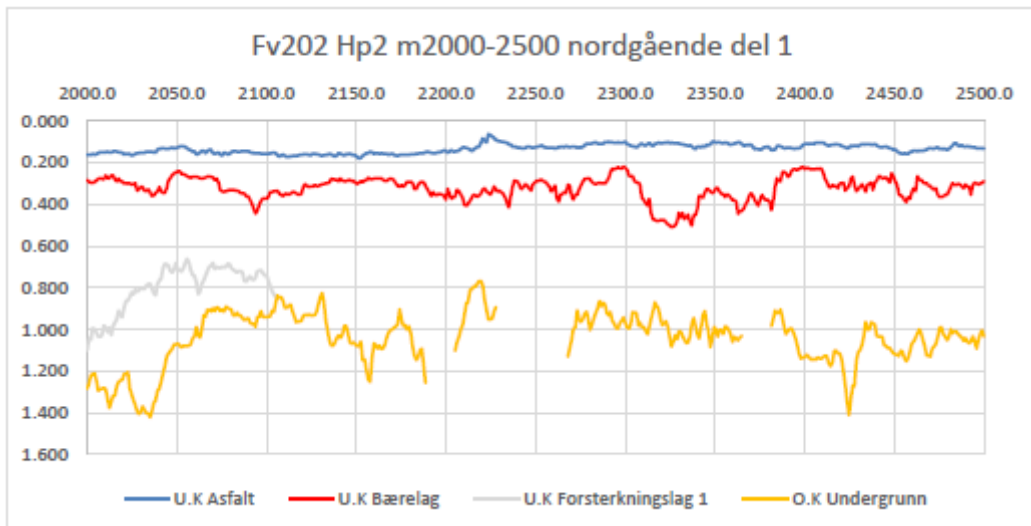
Georadaren (Ground Penetrating Radar – GPR) sender høyfrekvente radiobølger (elektromagnetiske) med sentral frekvens på mellom 10 Mhz og 2500 MHz, avhengig av antenne, ned i grunnen, som reflekteres basert på de enkelte materiallagenes permittivitet. De forskjellige frekvensene har forskjellige egenskaper med tanke hvor dypt og nøyaktig under grunnen man ønsker å «se». Permittivitet er en materialegenskap for isolerende stoffer og angir motstanden når et elektrisk felt ledes inn i materialet. Hvert materiale har et unikt definert intervall som den permittiviteten ligger mellom. Disse verdiene baseres på mineralsammensetning, vanninnhold og hulrom i materialet. Forandringer i verdiene brukes for å bestemme lagtykkelser (Dahlen mfl., 2015).

Signalene fanges opp og gjennom signaltolkninger, beregninger og analyser – i tillegg til vurdering av en kompetent person – kan man få en oversikt over lagdeling. Ofte er det behov for oppgravingsprøver eller noe kjennskap til lagdelingen i grunnen for å kunne kalibrere resultatene (Dahlen mfl., 2015). Bildet under viser et eksempel på grafisk rådata fra en georadarmåling. Med riktig kompetanse og erfaring kan man «lese» ut lagtykkelser og objekter i grunnen.



Figur 10: Eksempel på output fra Georadar. Kopi av bilde 2 fra Østen, 2015a

Georadaren kan også brukes til å påvise objekter som rør, kabler osv i grunnen. Avhengig av typen georadar kan man se objekter ned til ca. 5 cm størrelse opp til 2,5 – 3 m under overflaten. Samtidig er det viktig å være klar over begrensningene, for eksempel ved tynne lag eller mellom lag hvor det er små forskjeller i egenskaper mellom materialer. Georadar kan brukes til kvalitetskontroll av ferdig veg, eller for å danne seg et inntrykk av om spor i vegen skyldes deformasjoner i overbygning eller undergrunn (Evensen mfl., 2015).



Figur 11: Eksempel på grafisk framstilling av tolkede georadarmålinger. Kopi av figur 2 fra Østen, 2015a

Figuren over viser et eksempel på hvordan ferdig tolkede georadarmålinger kan fremstilles grafisk på en enkel måte.

Fordelen med georadar er at det kan utføres målinger på steder som ellers ikke er tilgjengelig uten å foreta inngrep i vegkonstruksjonen (ikke-destruktiv metode) (Østen, 2015a).

2.4 Vedlikeholds- og forsterkningsplanlegging

Tilstandsregistrering og forsterkningsbehov

Statens vegvesen registrerer årlig spor, jevnhet og tverrfall på det norske riks- og fylkesvegnettet. Fram til 2008 ble ALFRED benyttet, som er basert på ultralydsensorer. Nå foregår målingene ved hjelp av en målebil med påmontert laserskanner (ViaPPS). Denne skanneren registrerer både tverrprofil (spordybder og tverrfall) og lengdeprofil (jevnhet). Man må være bevisst på dette skiftet av utstyr dersom man sammenligner målinger gjort før og etter 2008 (Dahlen mfl., 2015).

Jevnhet i lengdeprofilen uttrykkes som IRI (International Roughness Index) og er et uttrykk for jevnhet i lengderetningen – mm/m. Spordybde oppgis i mm. Disse verdiene karakteriserer asfaltdekket og man kan overvåke tilstanden til dekket over tid. Resultatene behandles og presenteres gjennom Pavement Management System (PMS 2010). Basert på dette kan man hente inn kunnskap om faktiske dekkelevetider. Det er satt grenseverdier for både spordybde og IRI, avhengig av trafikk og vegklasse. Disse grenseverdiene forteller når vegen bør reasfalteres. Tiden mellom nylagt dekke og tidspunkt for overskridelse av grenseverdiene er definert som funksjonell dekkelevetid (Dahlen mfl., 2015).

Dersom dekkelevetiden på en veg er betydelig kortere enn forventet bør man vurdere om det er mest lønnsomt å fortsette dekkefornying eller om man skal gjøre mer omfattende vedlikeholds- og forsterkningstiltak før nytt dekke legges, med håp om å øke dekkelevetiden (Dahlen mfl., 2015).

I Norge har man utviklet et system hvor man ser på vegdekkets levetidsfaktor. Dette er forholdet mellom faktisk dekkelevetid og forventet dekkelevetid for den aktuelle dekketypen, sett i forhold til ÅDT. Forsterkningsbehovet hentes ut fra tabell (Statens vegvesen, 2014b). I andre land er det vanligere å bestemme forsterkningsbehov utfra bæreevne målinger (Dahlen mfl., 2015).

Vedlikehold og forsterkning

Dahlen mfl. (2015) definerer at «Vedlikehold av vegnettet omfatter tiltak for å ivareta den fysiske infrastrukturen. Med dette forstås tiltak for å opprettholde standarden på vegdekker, grøfter, bruer, tunneler, vegutstyr og tekniske anlegg/installasjoner i tråd med fastsatte kvalitetskrav.» Vedlikehold inkluderer med andre ord forsterkningstiltak. Aktuelle forsterkningstiltak kan være drenering, dypfresing/stabilisering, masseutskifting, kantforsterkning/armering og breddeutvidelse.

Saarenketo mfl. (2012) beregner at man med å planlegge og prosjektere vedlikeholdstiltak på et mer detaljert nivå – 10 meters intervaller kontra 100 meters intervaller – kan spare 35 % av kostnadene. Dette forutsetter at man øker fokus på undersøkelser og planlegging av tiltak i forkant.

3 Feltarbeid og resultater

I dette kapitlet beskrives metodikk, feltarbeid og analyser som er blitt gjort.

3.1 Forutsetninger, metode og antakelser

Ønsket med undersøkelsene var å få testet ut, og få erfaring med bruk av TSD. Det var ønskelig å sammenlikne resultater fra TSD med FWD og georadar for å se hvilke sammenhenger og merinformasjon man får ut av å kjøre flere typer målinger på samme strekning.

Antagelsen var at man ville se en sammenheng mellom TSD og FWD målingene, og at man kan bruke georadmålingene til å forklare hvor og hvorfor det er svakheter på teststrekningene.

3.2 TSD

Det ble inngått avtale med Greenwood Engineering (GE) for leveranse av inntil 600 km med nedbøyningsmålinger. For å utføre dette ble TSD-en fra det polske forskningsinstituttet for veg og bruer – Instytut Badawczy Dróg i Mostów (IBDiM) – kjørt opp til Hamar. Målingene ble foretatt mellom 14. og 18. september 2015.



Figur 12: IBDiMs TSD på plass på Kolomoen

IBDiM stilte med to mann for å gjennomføre målingene og GE skulle stå for etterbehandling av data. Konfigurasjon for vogntoget er oppgitt i tabellen under.

Parameter	Verdi	Kommentar
Ringtrykk	0,82 MPa	Oppgitt fra IBDiM
Hjuldimensjon	275 / 70 R 22,5	Tvillinghjul, enkeltaksel
Teoretisk aksellast	10 tonn	Oppgitt fra IBDiM
Faktisk tvillinghjulast	Varierer rundt 5000 kg	Målt kontinuerlig for hvert målepunkt av lastcelle

Tabell 1: Inngangsparametre for TSD-målinger

I samarbeid med Dekkeprosjektet i Region øst ble det satt opp følgende måleprogram som omfattet både riks- og fylkesveger i Hedmark fylke. Det ble forsøkt å ha spredning på antatt bæreevne og standard på vegene for å teste ut TSD-ens evner til å måle ulike typer vegger.

Strekning	Lengde [km]	Felt/Kjøreretning
E6 Uthus – Kåterud	10*	Sørgående
Fv 222 Ottestad – Tangen	25	Sørgående
Rv 3 Rena – Elverum	32	Sørgående
Rv 3 Koppang – Rena	62	Sørgående
Rv 3 Koppang – Alvdal	76	Nordgående
Fv 29 Alvdal – Folldal	40	Vestgående
Fv 27 Folldal – Enden	49	Sørgående
Fv 219 Enden – x Rv 3	39	Østgående
Fv 606 Rena – Evenstad	38	Nordgående
Rv 2 Kirkenær – Elverum	64	Nordgående
Fv 24 Stange – Skarnes	68	Sørgående
Fv 202 Skotterud – x E16	28	Nordgående
E16 Masterud – Øyermo	16	Østgående
Fv 202 Øyermo – x Fv 201	28	Nordgående
Fv 201 x Fv 202 – Kirkenær	21	Nordgående
Sum	616	

Tabell 2: TSD-måleprogram

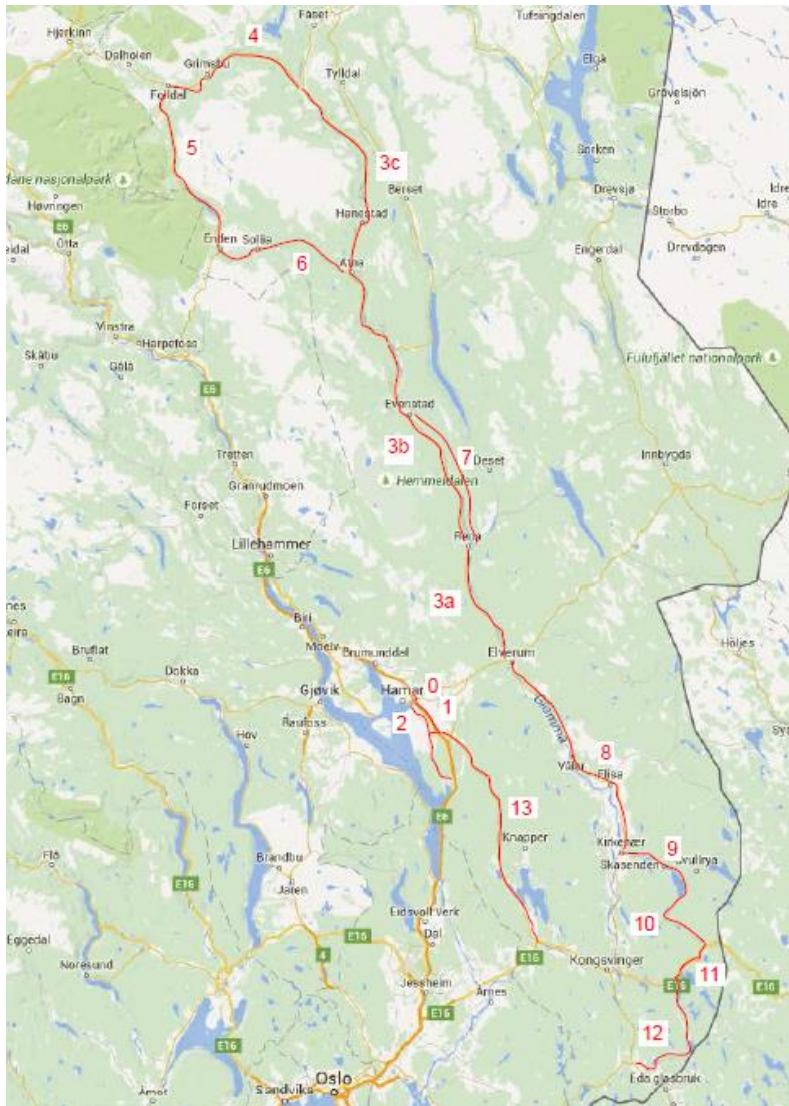
*Strekningen E6 Uthus – Kåterud ble kjørt tre ganger med tanke på å kunne si noe om repeterbarheten på TSD-målingene.

Uken som var satt av til målingene falt tilfeldigvis sammen med ekstremværet Petra og betydelige nedbørsmengder. Allikevel klarte man å finne tilstrekkelig mengde med tørre «vinduer», takket være fleksibilitet fra TSD-operatørene. Det medførte en del kvelds- og nattkjøring og av den grunn er ikke vegbildene som ble tatt brukbare på alle strekningene.

Nedbøyningsmålingene blir ikke påvirket av mørke.

Kalibrering

Systemkalibrering ble utført som siste post etter at alle strekningene var målt etter råd fra TSD-operatørene. Kalibreringsprosedyren består av å kjøre en forholdsvis rett og kort (~1 km) strekning med homogen overbygning flere ganger og hele prosessen tok cirka en time. I dette tilfellet ble strekningen rv. 3 Romedal – Kalsveen benyttet. Bjelken som doppleraserene er montert på justeres i lengderetningen mellom hver overkjøring. Man kan da beregne vinklene på laserne og eventuelt korrigere forskjellen mot referanselaseren. Kalibreringen viste at det ikke var behov for korreksjoner.



Figur 13: Kart over målestrekninger

Resultater

Etter at målingene var gjennomført ble rådata sendt fra IBDiM til GE for behandling. 11. november 2015 ble disse overlevert, samt presentert og gjennomgått av Jørgen Krarup på Hamar.

Kostnader

Kostnadene for TSD-målingene i dette prosjektet kom på 650 000 kr alt inkludert (rigging, transport, prosessering og levering av data og mva). Dette tilsvarer 1080 kr/km.

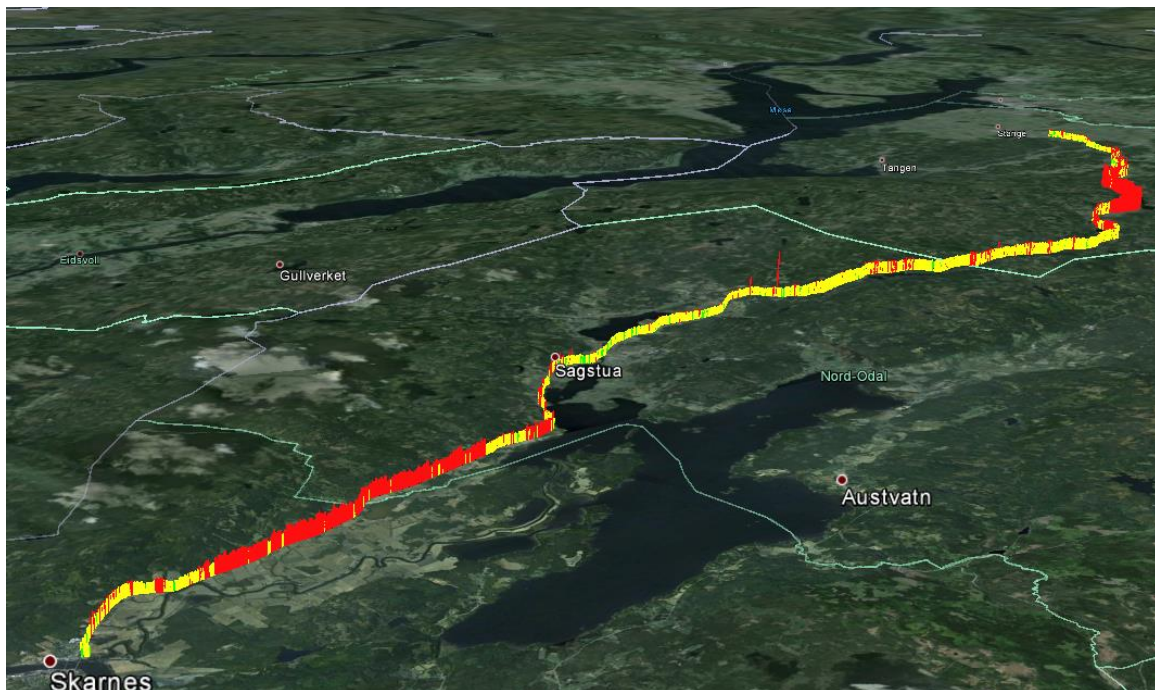
Presentasjon av resultater

Resultatene kan presenteres på flere måter.

Det ble overlevert excel-ark med målte verdier, midlet for hver 10. meter for alle strekningene. Her er det verdier for blant annet posisjon (koordinat og metrering fra metreringshjul), dekketemperatur, lufttemperatur, helninger på nedbøyningsbassenget, nedbøyning på de forskjellige avstandene fra lastsenteret og SCI300.

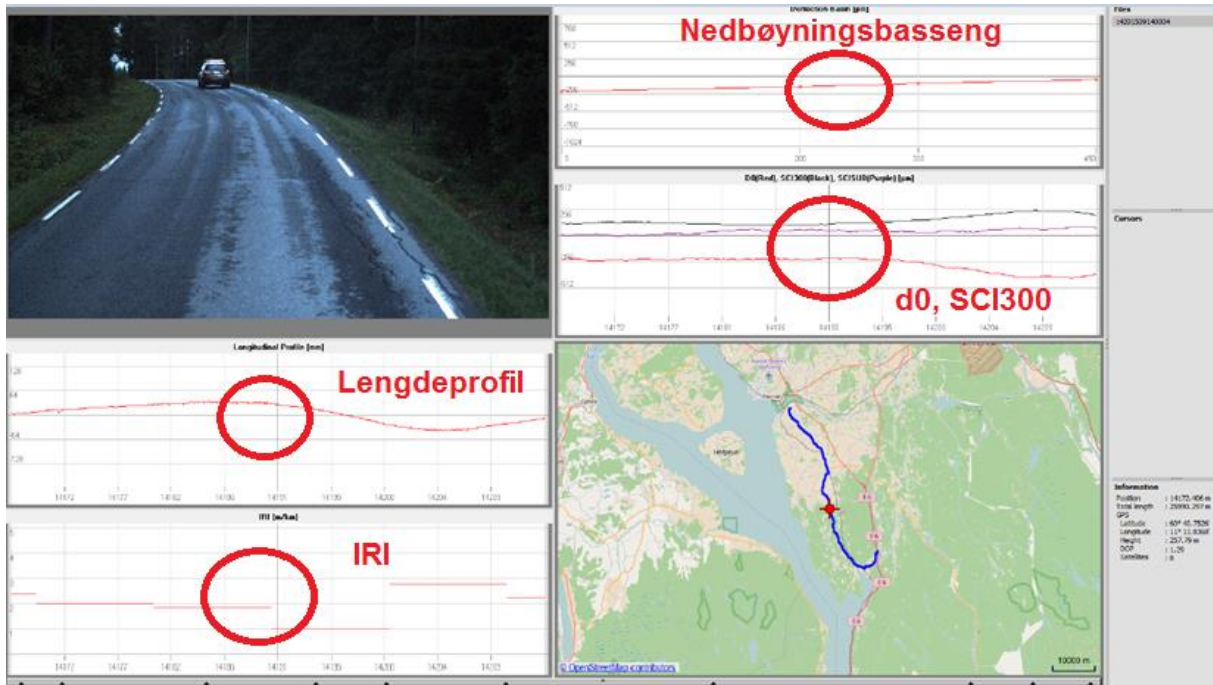
Med assistanse fra Geodata-seksjonen ved Ressursavdelingen i Region øst ble alle koordinater omgjort til vegident for å enkle sammenlikningen med NVDB, georadar og FWD.

Det ble også levert Google Earth filer med grafisk framstilling av bæreevneresultater for alle vegstrekningene uttrykt i SCI300.



Figur 14: Eksempel på framstilling av målt bæreevne på Fv 24 fra Stange til Skarnes i Google Earth. Rød farge viser SCI300 > 150µm og grønn farge < 75µm

Nedbøyningsdata fra TSD ble levert sammen med IRI og vegbilder som kan sees på i GE-s egenutviklede framviser Profilograph. I dette programmet kan man navigere seg fram og tilbake på samme måte som i Viaphoto, og man får presentert vegbilde, plassering på kart, IRI, maksimal nedbøyning og SCI300 på samme bilde.



Figur 15: Skjerm bilde fra Profilograph med Fv 222 sør for Stange

3.3 Fallodd

Falloddsmålinger ble gjennomført på følgende strekninger den 8. oktober 2015 av avdeling for Vegteknologi ved Trafikksikkerhet, miljø- og teknologiavdelingen i Vegdirektoratet.

Vegnr	Beskrivelse	Vegident	Felt/retning
Fv 24	Nord for Skarnes	Hp02 3200–4200m	Sørgående
Fv 24	Nord for Skarnes	Hp01 4000–5000m	Sørgående
Fv 222	Sør for Stange	Hp01 10500–11500m	Sørgående
Fv 222	Nord for Tangen	Hp01 5900–6900m	Sørgående
Fv 202	Sør for x E16	Hp04 3900–4900m	Nordgående
Fv 202	Nord for Magnor	Hp02 2000–3000m	Nordgående

Tabell 3: Måleprogram for falloddsmålinger

På tidspunktet hvor falloddsmålingene ble bestilt og utført var det ennå ikke kommet resultater fra TSD-målingene. Strekninger ble derfor valgt ut på bakgrunn av at de skulle være oversiktlige av HMS-hensyn. På Fv 24 ble det brukt følgebil.

Falloddet som ble brukt eies og driftes av Statens vegvesen, følgende inn-verdier ble brukt:

Ytre spor, 2 slag i målepunktet.	
Måleutstyr	Dynatest 8002-073
Platediameter	300 mm
Geofonavstander [mm]	0 - 200 - 300 - 450 - 600 - 900 - 1200
Bæreevneformel	Asfalt
Punktavstand	50 m
Målepunkt	Ytre hjulspor

Tabell 4: Parametere for falloddsmålinger



Figur 16: Falloddet, med følgebil på plass ved Fv 24 nord for Skarnes

Resultater ble overlevert i excel-format den 11. oktober 2015.

3.4 Borkjerneprøver

Borkjerneprøver ble tatt på følgende punkter den 13. oktober 2015 av Veg- og geoteknikk, veg- og materialteknologi seksjonen på Ressursavdelingen i Region øst.

Vegnr	Beskrivelse	Vegident	Felt
Fv 24	Nord for Skarnes	Hp02 3292 & 3965	Sørgående
Fv 24	Nord for Skarnes	Hp01 4081 & 4841	Sørgående
Fv 222	Sør for Stange	Hp01 10755 & 11435	Sørgående
Fv 222	Nord for Tangen	Hp01 5961 & 6732	Sørgående
Fv 202	Sør for x E16	Hp04 3919 & 4651	Nordgående
Fv 202	Nord for Magnor	Hp02 2066 & 2924	Nordgående

Tabell 5: Måleprogram for borkjerneprøver

Dette ble utført i henhold til prosess 15.441 i Statens vegvesens håndbok R211 (2014). Metoden gjennomføres med borkjernemaskin, som tar ut sylinderprøver med diameter 100 mm av asfaltlagene. (Statens vegvesen, 2014a)



Figur 17: Bilde av en typisk borkjerneprøve, med markering for tydelige lagskiller (Foto: Viktor Hedfors, Jan Fredrik Hertenberg)

Hensikten med borkjerneprøvene var å finne asfالتykkelse totalt, og for de ulike lagene for kalibrering når georadarmålingene skal tolkes. Prøvene ble tatt i forkant av at georadar ble kjørt. Prøvestedene ble merket med spray, for at personellet som kjører georadar enkelt skulle kunne identifisere punktene når de kjørte.



Figur 18: Boring av asfaltprøver på Fv 222 sør for Stange. (Foto: Viktor Hedfors, Jan Fredrik Hertenberg)

I følge Viktor Hedfors, Avdelingsingeniør ved Ressursavdelingen i Statens vegvesen Region øst (epost, 21. oktober 2015) tar det om lag 5 til 10 minutter å ta en prøve, avhengig av asfalttykkelse. Lagtykkelser vurderes visuelt og med måling. Borhull tettes på stedet med steinmateriale og kald asfalt som komprimeres for hånd. Metoden fungerer godt på borhull av denne størrelsen.

Prøvene ble analysert for å finne lagdeling, og de enkelte lagtykkelsene ble målt. Resultatene er oppsummert i tabellen under. Prøvene ble også fotografert og tatt vare på i tilfelle analyser av selve asfalten er ønskelig.

Veg	Ident	Lag 1	Lag 2	Lag 3	Lag 4	Total
Fv 222	Hp01 11435m	70	26	70	-	166
Fv 222	Hp01 10755m	32	25	45	47	149
Fv 222	Hp01 6732m	25	22	40	50	137
Fv 222	Hp01 5961m	60	-	-	-	60
Fv 24	Hp02 3965m	45	35	45	-	125
Fv 24	Hp02 3292m	40	20	38	35	133
Fv 24	Hp01 4841m	55	40	-	-	95
Fv 24	Hp01 4081m	30	46	25	-	101
Fv 202	Hp02 2066m	45	100	-	-	145
Fv 202	Hp02 2924m	45	40	-	-	85
Fv 202	Hp04 3919m	55	45	-	-	100
Fv 202	Hp04 4651m	25	70	-	-	95

Tabell 6: Resultater fra borkjerneprøver. Lagtykkelser i mm.

Det observeres at det er variasjoner i total asfalttykkelse og lagtykkelser.

3.5 Georadar

Georadar ble kjørt på følgende strekninger den 20. og 21. oktober 2015 av Lab- og vegteknologiseksjonen ved Ressursavdelingen i Region midt.

Vegnr	Beskrivelse	Vegident	Felt
Fv 24	Nord for Skarnes	Hp02 3200–4200m	Sørgående
Fv 24	Nord for Skarnes	Hp01 4000–5000m	Sørgående
Fv 222	Sør for Stange	Hp01 10500–11500m	Sørgående
Fv 222	Nord for Tangen	Hp01 5900–6900m	Sørgående
Fv 202	Sør for x E16	Hp04 3900–4900m	Nordgående
Fv 202	Nord for Magnor	Hp02 2000–3000m	Nordgående
E6	Nord for Stange	Hp03 190 - 8600m	Nordgående
Rv 3	Atna - Hanestad	Hp13 100 - 13000m	Begge retninger

Tabell 7: Måleprogram for georadar

Utstyret som ble benyttet er av typen Ingegneria Dei Sistemi (IDS) med tre antenner. To «ground coupled»-antennene med frekvenser på 400 og 900 Mhz og en hornantenne med frekvens på 1000 MHz. Med dette utstyret skal lagskiller ned til dybder på ca 2,0–2,5 meter kunne detekteres. For å finne start- og slutt punkt på strekningene som måles ble en Trimble Geoexplorer 6000, GNSS brukt.



Figur 19: Georadar ferdig rigget på bil ved Stange. Hornantennen sees som den store boksen lengst til venstre og den mindre boksen i midten er «ground coupled» antenne med to kanaler på 400 og 900 Mhz

Ideelt sett skulle det vært tatt komplette oppgravingsprøver av hele overbygning for å forbedre nøyaktigheten i tolknings- og kalibreringsarbeidet, men ut fra en vurdering på kostnader og ulemper ble borkjerneprøver av asfaltlagene vurdert til å være tilstrekkelig. I arbeidet med tolkningen av georadarmålingene er det brukt erfaringstall, oppgravingsdata fra NVDB og dekkedata fra PMS i tillegg til borkjerneprøvene beskrevet i kap. 3.4.

Rapporter inklusive tolkningsdel ble overlevert den 18. desember 2015.

3.6 Analyser

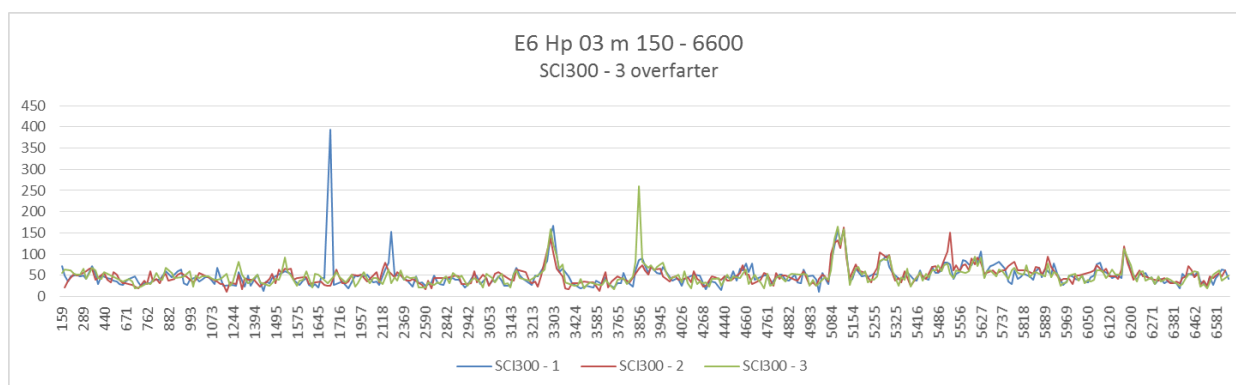
I dette kapitlet beskrives analyser av resultater fra feltarbeidet. Det vises til vedleggene for mer detaljer.

3.6.1 Repeterbarhet for TSD

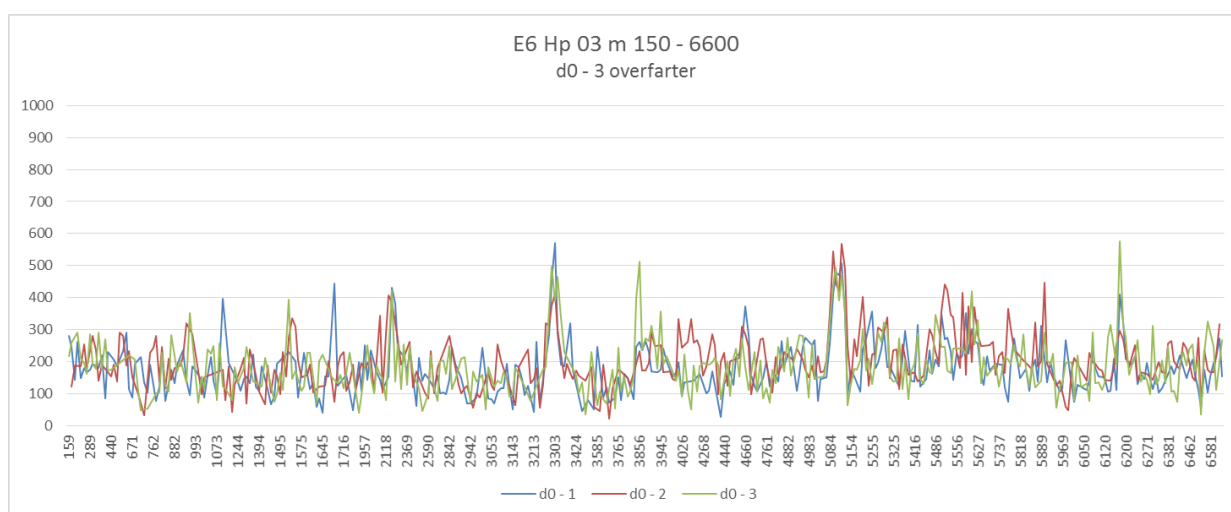
Repeterbarhet kan defineres som i hvilken grad gjentatte målinger på samme materiale og med samme metode stemmer over ens, når de utføres under mest mulig samme betingelser.

I dette tilfellet ble det kjørt tre målinger på E6 mellom Uthus og Kåterud, med samme utstyr og av de samme personene. Målingene ble utført fortløpende etter hverandre, og det er rimelig å anta at det var like forhold under alle tre overfartene. Det er valgt å se på kun strekningen mellom Uthus og Basterud ettersom 3-felts strekning på E6 starter ved Basterud.

Figurene under viser sammenstilling av SCI300 og d0 for de tre overfartene.



Figur 20: Sammenstilling av SCI300 for tre overfarter på E6



Figur 21: Sammenstilling av d0 for tre overfarter på E6

Sett bort fra avvik for en av de tre overfartene i punktene 1686, 2288, 3856, 5526 og 6200 så følger spesielt kurvene for SCI300 hverandre godt, dette kan skyldes målefeil og utgjør < 1 % av målingene.

Overfart	SCI300 gj.snitt	d0 gj.snitt
1	51	179
2	51	203
3	50	187
Gj.snitt	51	190

Tabell 8: Gjennomsnittsverdier for SCI300 og d0 for de tre overfartene

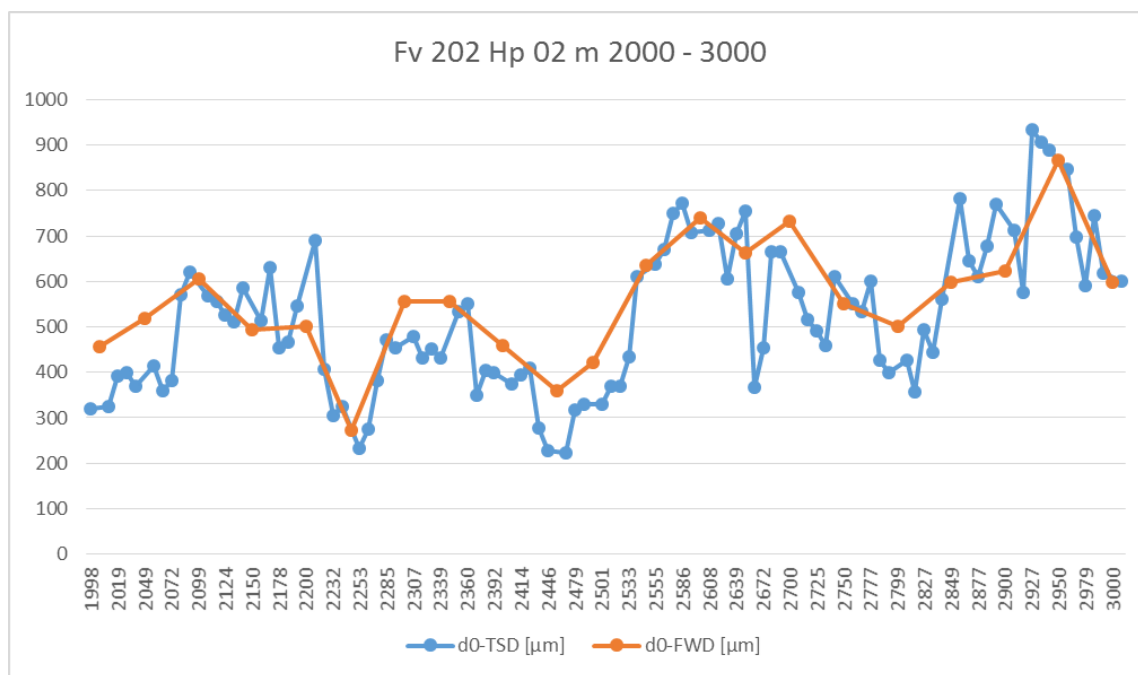
Repeterbarheten virker god, spesielt med tanke på å plukke ut de samme svake områdene i punkt 3033, 5100 og 6200.

3.6.2 Sammenheng mellom FWD og TSD

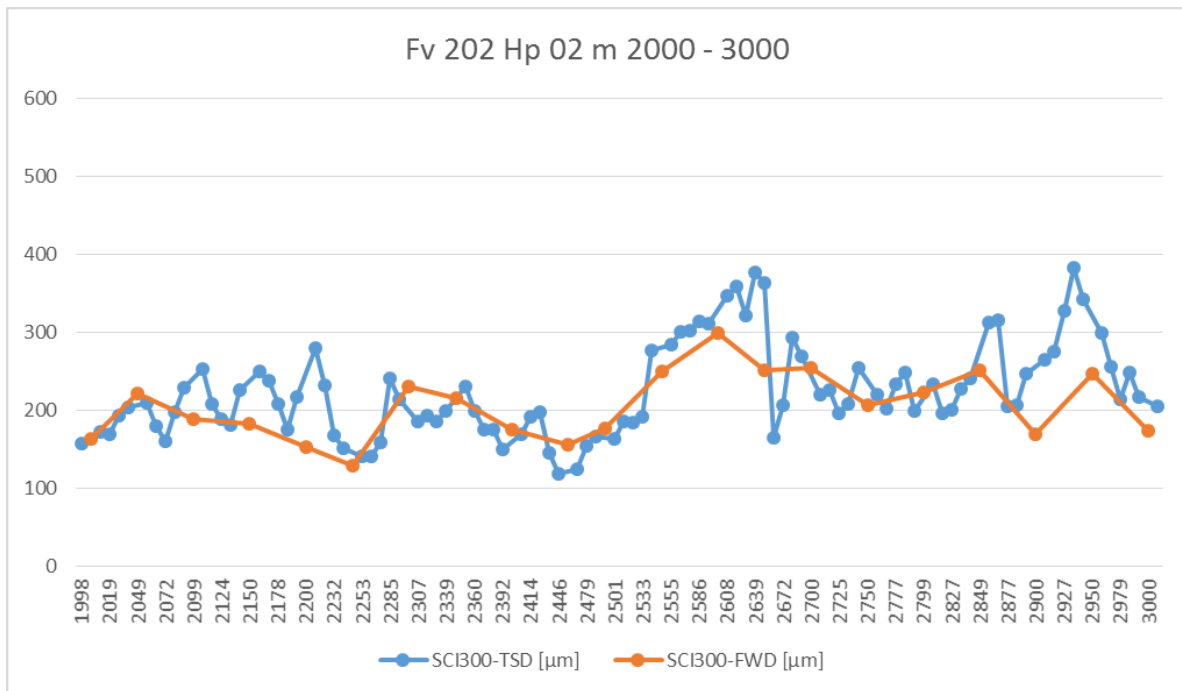
I denne analysen tas det utgangspunkt i de 6 strekningene på Fv 202, 222 og 24 som er målt med både FWD og TSD. Supplerende grafer og resultater ligger i vedlegg.

Når man skal vurdere sammenhengen mellom FWD og TSD må man ha i mente at måleprinsippene er ulike. Nedbøyning fra FWD måles på bakgrunn av punktvis støtbelastning, mens TSD har en rullende, dynamisk last. Forutsetter allikevel at disse kan sammenliknes ettersom FWD er blitt en de facto standard for nedbøyningsmålinger.

Grafene under viser resultater for maksimal nedbøyning – d0 og SCI300 målt med TSD og FWD på Fv 202 Hp 02 m 2000 – 3000. Disse resultatene er ikke korrigert med tanke på temperatur ettersom dekketemperaturen vurderes til å være sammenliknbar (ca 10 °C) for målingene. På grafene er det «streket» mellom de punktvis målingene for FWD og TSD. Spesielt for FWD-målingene kan dette være noe kunstig ettersom det ikke nødvendigvis er en lineær endring mellom hvert 50-meters punkt, men dette er gjort for å gi grafene økt lesbarhet.



Figur 22: Sammenstilling d0 FWD/TSD – Fv 202 Hp 02 m 2000 – 3000



Figur 23: Sammenstilling SCI300 FWD/TSD – Fv 202 Hp 02 m 2000 – 3000

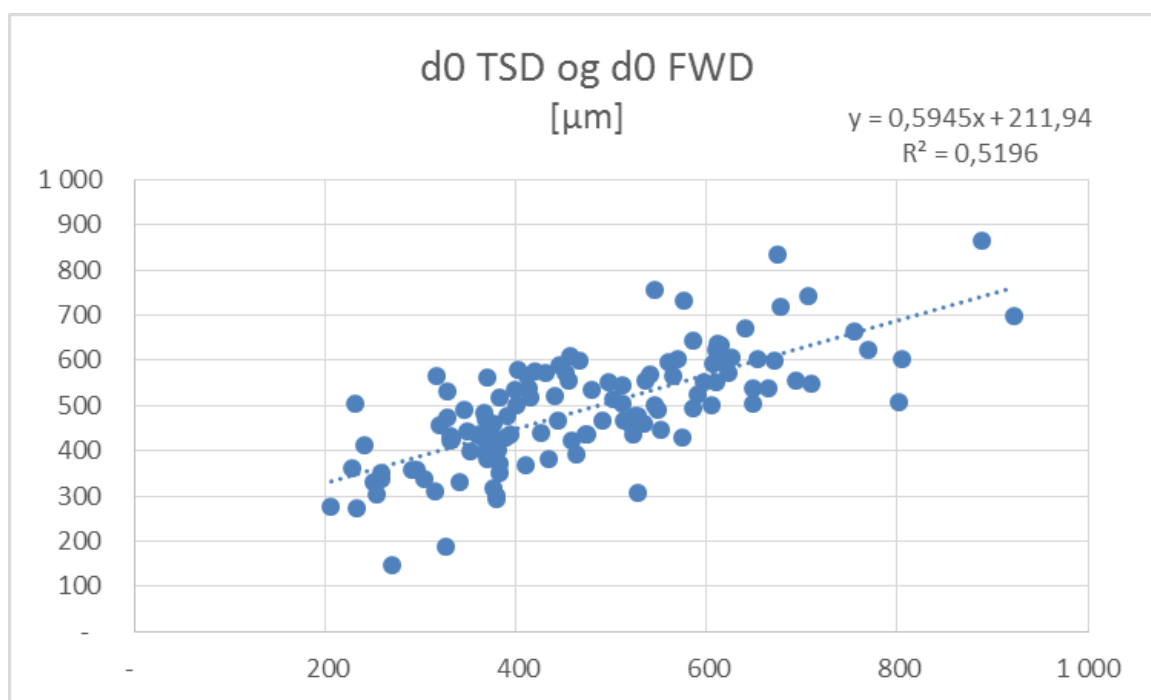
Umiddelbart ser man at både variasjon i nedbøyning og bæreevne over strekningen og absolutte verdier samsvarer godt. Dette gjenspeiles også på de øvrige strekningene som vist i vedlegget.

Statistisk sammenheng basert på regresjonsanalyse

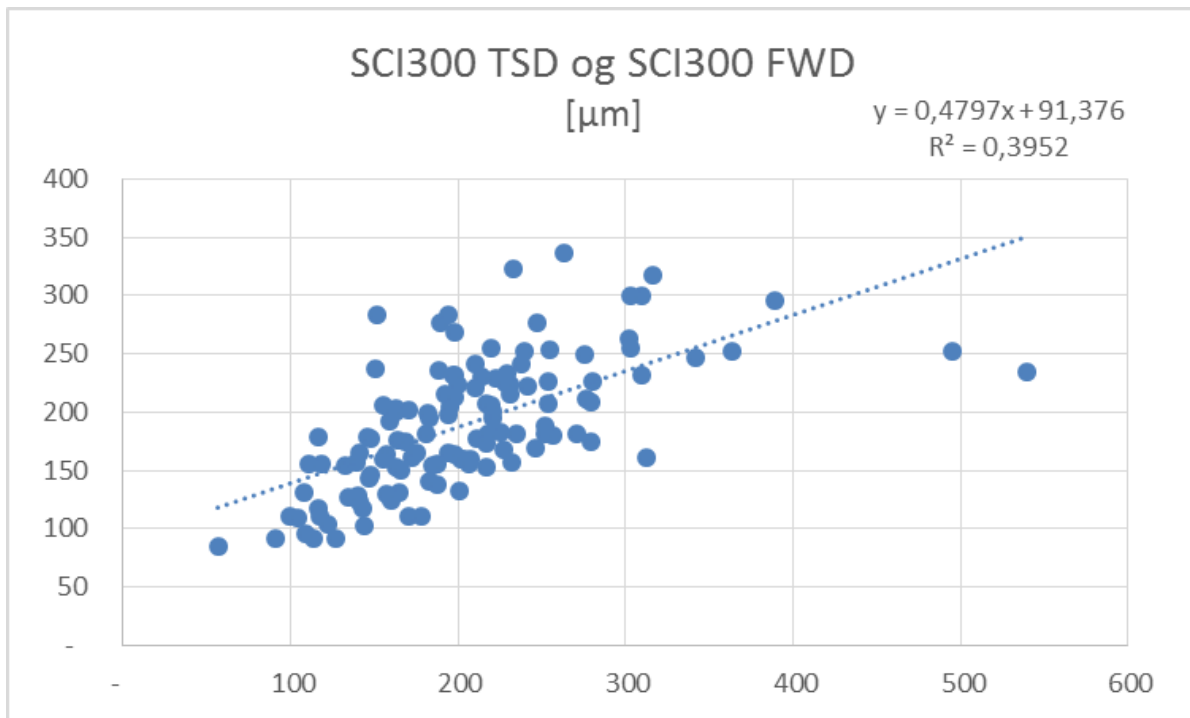
Det antas en lineær sammenheng mellom målingene og det gjøres en lineær regresjonsanalyse både på d0- og SCI300-verdier for FWD og TSD med mål om å beskrive sammenhengen. Dette gjøres ved hjelp av excel med utgangspunkt i FWD-punktene. Etersom TSD- og FWD-punktene ikke har nøyaktig samme metreringsverdi, forutsettes det at den nærmeste TSD-verdien er representativ for tilsvarende FWD-verdi.

Mener at dette er en grei tilnærming ettersom TSD-punktene er midlet over 10 meters intervaller.

Grafene under viser plott for samtlige FWD- og TSD-verdier på henholdsvis y- og x-aksen. Det er ikke tatt hensyn til eventuelle avvik eller potensielle målefeil. Tilsvarende grafer for de enkelte strekningene ligger i vedlegg.



Figur 24: Sammenstilling samlede resultater d0 FWD/TSD



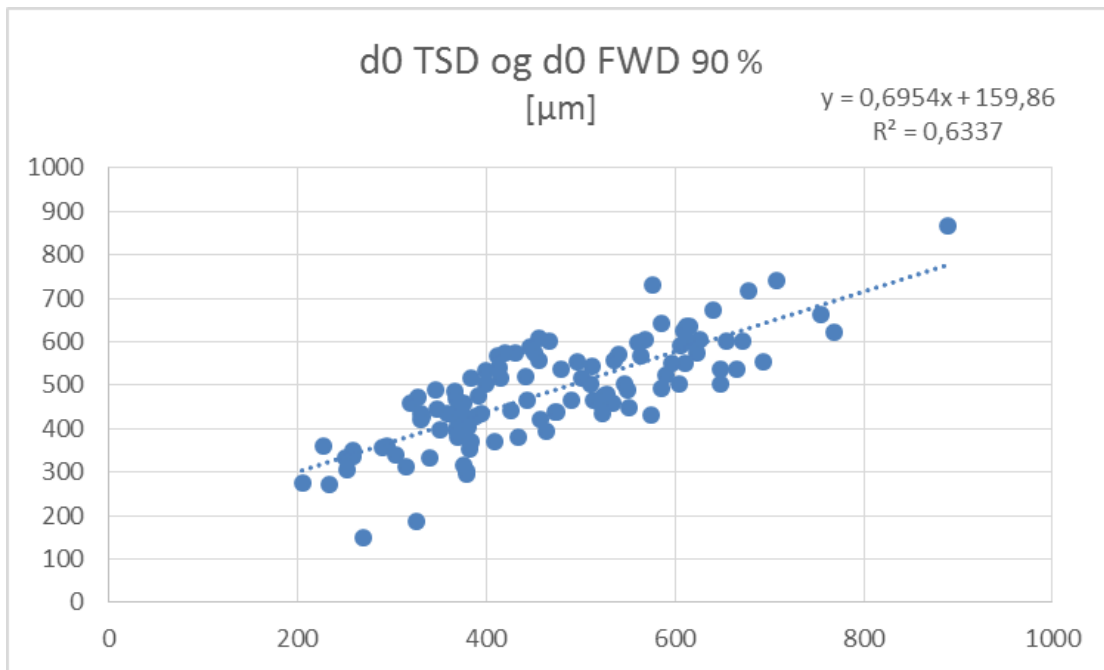
Figur 25: Sammenstilling samlede resultater SCI300 FWD/TSD

Regresjonskoeffisienten R^2 angir hvor godt funksjonen passer med datasettet. R^2 -verdi på over 0,8 betraktes som god sammenheng.

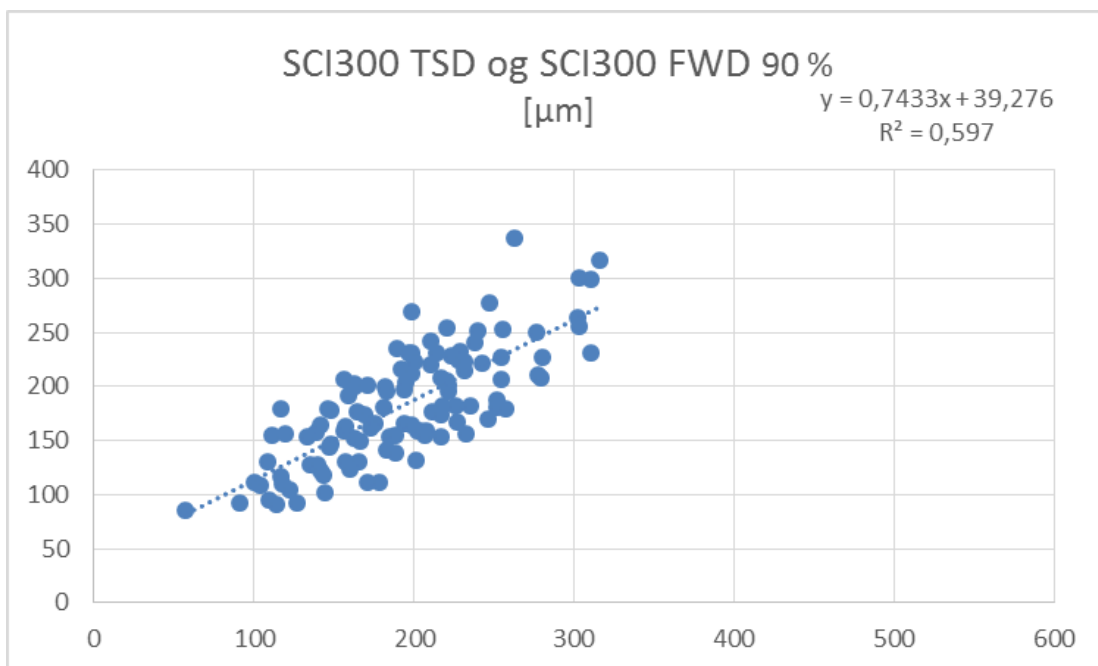
Ut fra disse resultatene kan man med andre ord ikke si at det er en god statistisk sammenheng mellom måle metodene.

Regresjonsanalyse med å fjerne 10 % av de mest avvikende målingene

Dersom det forutsettes at 10 % av målingene, de med størst differanse mellom måle metodene, utelates fra regresjonsanalysen med bakgrunn i mistanke om målefeil eller usikkerhet grunnet tilpasninger som er gjort med tanke på midling av TSD-målinger så vil regresjonsanalysen endre seg, slik det observeres på grafene under.



Figur 26: Sammenstilling samlede resultater d0 FWD/TSD. Fjernet 10 % av de mest avvikende målingene.



Figur 27: Sammenstilling samlede resultater SCI300 FWD/TSD. Fjernet 10 % av de mest avvikende målingene.

Vi ser at punktsamlingen blir mer konsentrert, og mange av avvikerne fra den første regresjonsanalysen forsvinner. R^2 -verdiene er blitt høyere, men fortsatt er det ikke grunnlag for å si at det er en god statistisk sammenheng.

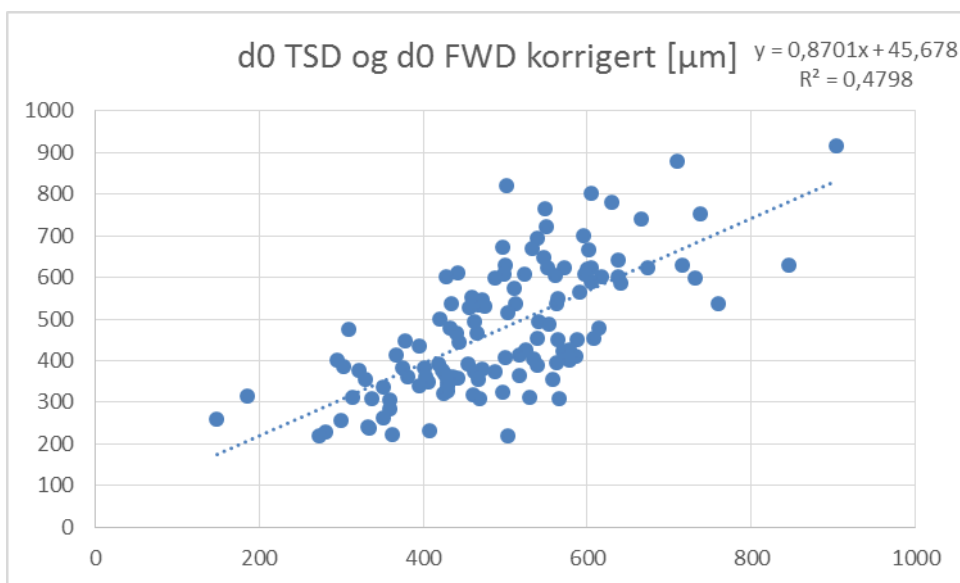
Regresjonsanalyse med korleksjon for påført kraft

Både FWD og TSD har varierende last/kraft som er påført de enkelte punktene under målingene. Det kan tenkes at dette er en grunn til at sammenhengen ikke stemmer helt overens. Tabellen under viser maksimal-, minimums- og gjennomsnittsverdier for påført kraft under målingene med FWD og TSD.

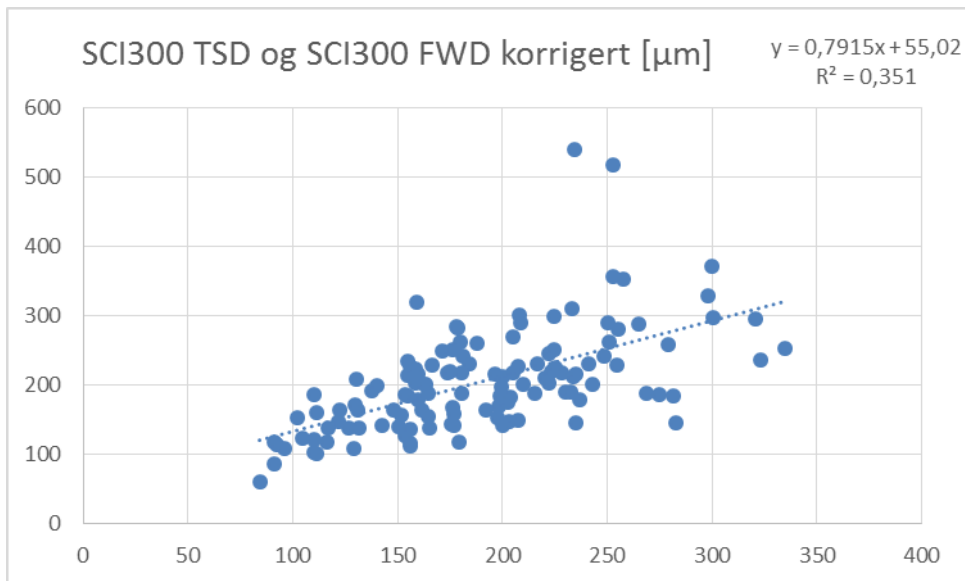
Metode	Maks. kraft [kN]	Min. kraft [kN]	Gj.snittskraft [kN]
FWD	49,90	47,22	49,24
TSD	58,12	46,20	51,31

Tabell 9: Maks-, min- og gjennomsnittsverdier for påført kraft under FWD/TSD-målinger

Med utgangspunkt i forholdstallet mellom gjennomsnittsverdi og faktisk kraft for hver enkelt måling, så korrigeres d0 og SCI300 målingene både for FWD og TSD. Dette gir følgende grafer for regresjonsanalyse.



Figur 28: d0 TSD og d0 FWD korrigert for påført kraft



Figur 29: SCI300 TSD og SCI300 FWD korrigert for påført kraft

Noe overraskende observeres det at regresjonskoeffisienten går ned både for d0 og SCI300 etter at verdiene er korrigert for variasjon i kraft.

Det kan være flere forklaringer på hvorfor resultatene ikke stemmer bedre overens statistisk sett:

- Nedbøyningsmålinger viser tilstand på det tidspunktet målingene er gjort. Grunnet klimatiske forhold så kan lokale faktorer som vanninnhold være endret i tiden mellom TSD- og FWD-målingene.
- FWD-målingene er tatt på et nøyaktig punkt. TSD-målingene er midlede verdier over et 10-meters intervall. Det er rimelig å anta noe variasjon selv innenfor et 10-meters intervall som kan utgjøre en liten forskjell.

Statistisk sammenheng basert på T-test

T-test kjøres på de samme verdiene for å se om det er signifikant forskjell på gjennomsnittet av målte verdier fra FWD og TSD. Fra T-testen får man en P-verdi, som angir prosent sannsynlighet for at differansen på gjennomsnittet er slik ved en tilfeldighet.

Nullhypotesen i dette tilfellet er at verdiene fra TSD- og FWD-målingene er like.

Det er tatt et valg om å legge seg på 95 % konfidensintervall for å forkaste nullhypotesen, dette innebærer at dersom P-verdi er under 5 % så forkastes nullhypotesen.

Det utføres en tosidig T-test med forutsetning om ulik varians. Resultatene er oppsummert i tabellen under, og formel som brukes i excel er

$$T.TEST(TSD;FWD;2;3)$$

Vegstrekning	Parameter	P-verdi, ulik varians
Fv 202 Hp 02 m 2000 - 3000	d0	54 %
	SCI300	20 %
Fv 202 Hp 04 m 3900 - 4900	d0	0 %
	SCI300	68 %
Fv 222 Hp 01 m 5900 - 6900	d0	2 %
	SCI300	23 %
Fv 222 Hp 01 m 10500 - 11500	d0	97 %
	SCI300	55 %
Fv 24 Hp 01 m 4000 - 5000	d0	8 %
	SCI300	0 %
Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4100	d0	64 %
	SCI300	4 %
Samlet	d0	23 %
	SCI300	7 %
Samlet, uten 10% verste målinger	d0	28 %
	SCI300	15 %

Tabell 10: T-test oppsummert

Observerer at det er ujevne verdier, men at det kun er noen få serier med P-verdi under 5 %. Totalt sett kan man ikke si at det er signifikant forskjell på målingene.

3.6.3 Utrekning av bæreevne fra TSD-målinger

I dette kapitlet utledes metode for å beregne bæreevne fra TSD-målingene.

For å regne ut bæreevne i tonn brukes inngangsparameterne kraft, nedbøyning og mengden tungtrafikk ($\dot{A}DT_T$) på strekningen. Statens vegvesen har utviklet en empirisk formel for beregning av bæreevne på asfaltert veg (Dahlen mfl., 2015):

$$B_{asfalt} = 11 \times \left(\frac{E_{dim}}{200} \right)^{0,6} \times \left(\frac{50}{\dot{A}DT_T} \right)^{0,072}$$

Hvor

$$E_{dim} = \frac{110 \times p}{\sqrt{d_0 \times (d_0 - d_{20})}}$$

p er flatetrykk i MPa. Ligningen forutsetter platediameter 300 mm.

Tabellen under viser verdier for $\dot{A}DT_T$ på de ulike strekningene som brukes i formelen.

Strekning	ÅDT	Andel lange [%]	$\dot{A}DT_T$
Fv 202 Hp 02 m 2000 - 3000	500	12	60
Fv 202 Hp 04 m 3900 - 4900	650	12	78
Fv 222 Hp 01 m 5900 - 6900	1500	8	120
Fv 222 Hp 01 m 10500 - 11500	1550	8	124
Fv 24 Hp 01 m 4000 - 5000	3600	11	396
Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4100	3400	12	408

Tabell 11: $\dot{A}DT$ -tall for strekningene. Forutsetter at Andel lange tilsvarende $\dot{A}DT_T$. Tall hentet fra NVDB 24.02.16

Bæreevne fra FWD-målinger

Strekningbæreevne defineres som dårligste punktbæreevne etter at de 10 % dårligste punktbæreevnene er tatt ut (Mork, 2014).

Beregnet bæreevne fra falloddsmålinger for de enkelte strekningene er vist i vedlegg og strekningbæreevnen er oppsummert i tabellen under.

Strekning	Strekningbæreevne [t]
Fv 202 Hp 02 m 2000 - 3000	11,6
Fv 202 Hp 04 m 3900 - 4900	11,4
Fv 222 Hp 01 m 5900 - 6900	12,3
Fv 222 Hp 01 m 10500 - 11500	13
Fv 24 Hp 01 m 4000 - 5000	11,5
Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4100	10,2

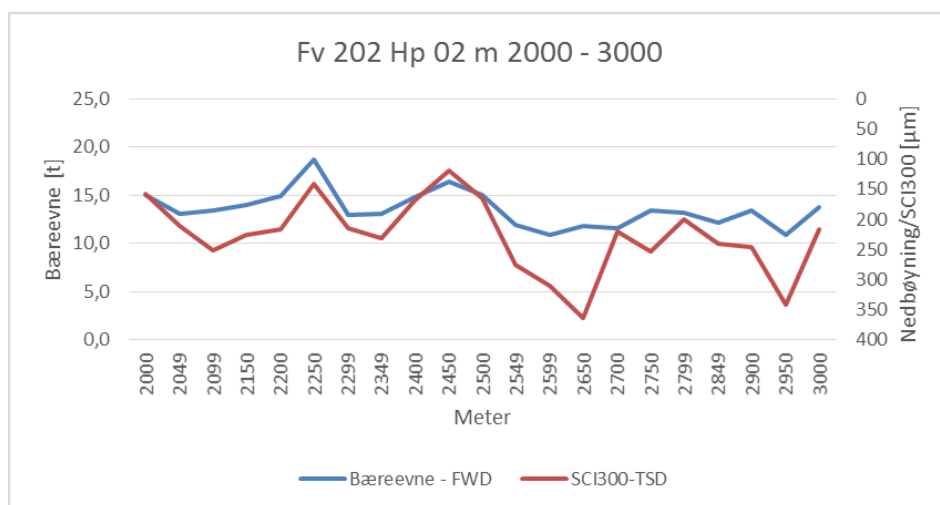
Tabell 12: Strekningsbæreevne basert på falloddsmålinger

Bæreevne fra TSD-målinger

Stivhet i øvre del av vegoverbygningen uttrykkes ofte internasjonalt med SCI300-verdier. Dette brukes også ofte som en indikator på bæreevne hvor høyere verdi tilsier en dårligere bæreevne.

Målet med denne analysen er å se på sammenhengen mellom bæreevne slik den beregnes med norsk metode og hvordan tilsvarende kan beregnes fra TSD-målingene.

Grafen under viser beregnet bæreevne i tonn fra falloddsmålinger plottet mot SCI300-verdier fra TSD-målingene på en strekning på Fv 202. Tilsvarende grafer på de øvrige strekningene ligger i vedlegg.



Figur 30: Sammenheng i bæreevne FWD/TSD Fv 202 Hp 02 m 2000 - 3000

Det registreres at linjene følger hverandre bra med tanke på hvor det er bedre og dårligere bæreevne, men at SCI300 målt med TSD ser ut til å ha noe større utslag og er mer sensitiv. Det burde derfor være mulig å lage en formel for beregning av bæreevne i tonn fra TSD-målinger.

Beregne bæreevne i tonn fra TSD-målinger

Norsk formel for beregning av bæreevne på eksisterende veg er

$$B = 64 * \text{ÅDT}_T^{-0,072} * \text{DIM}^{-0,6}$$

Hvor DIM er funksjon for nedbøyning målt med de ulike utstyrene (Mork, 2014).

Målet med denne øvelsen er å finne DIM for TSD for å se om det mulig å lage en formel for bæreevne for TSD. Velger å ta utgangspunkt i formlene for Benkelmansbjelke og fallodd for å se om det er mulig å lage en formel som kan stemme godt overens med beregnede bæreevneverdier fra falloddet.

Det tas utgangspunkt i følgende verdier fra TSD

Parameter	Verdi	Kommentar
Ringtrykk	0,82 MPa	Oppgitt fra IBDiM
Hjuldimensjon	275/70 R 22,5	Tvillingjul, enkeltaksel
Teoretisk aksellast	10 tonn	Oppgitt fra IBDiM
Faktisk tvillinghullast	Varierer rundt 5000 kg	Målt kontinuerlig for hvert målepunkt av lastcelle

Tabell 13: Parametre for TSD

Basert på beregning for Benkelmansbjelke

Benkelmansbjelken (BM) er blant det første utstyr som ble utviklet med tanke på å måle nedbøyning på veg. Konseptet går kort fortalt ut på å måle hevingen til veggen etter at en singel aksel med aksellast 8 tonn og tvillinghjul med ringtrykk 0,62 MPa har flyttet seg fra et punkt (Mork, 2014). Konseptet kan i så måte sammenliknes med TSD, med tanke på at det er hjullast og ikke støtlast som benyttes.

For Benkelmansbjelken uttrykkes DIM med (Mork, 2014):

$$DIM = 12,5 * d0$$

Det har ikke lyktes å finne beregninger eller bakgrunnsinformasjon for hvordan man har kommet fram til faktoren på 12,5.

For ytterligere kontroll på om kontaktflate for BM og TSD kan sammenliknes regnes ut radiusen til ekvivalent sirkulært areal for et enkelthjul basert på formel:

$$a = \sqrt{\frac{P_{aksel}}{4 * \pi * p}}$$

For TSD hvor $P_{aksel} = 98\ 100\ \text{N}$ og $p = 0,82\ \text{MPa}$ tilsier en radius på 97,6 mm.

For BM hvor $P_{aksel} = 78\ 480\ \text{N}$ og $p = 0,62\ \text{MPa}$ tilsier en radius på 100,4 mm.

Radiusen på ekvivalent sirkulært areal for enkelthjulene til BM og TSD er tilnærmet lik.

For disse beregningene gjøres det derfor en forutsetning om at DIM for BM kan benyttes, men at verdier for nedbøyning fra TSD-en justeres med forholdet P_{BM} / P_{TSD} . Dette for å kompensere for den økte aksellasten fra TSD-en. I tillegg vil P_{TSD} variere for hvert målepunkt, mens P_{BM} er konstant på 4 tonn eller 39,24 kN.

Formel for utregning av bæreevne basert på Benkelmansbjelkeprinsippet blir da

$$B = 64 * \Delta DT_T^{-0,072} * DIM^{-0,6}$$

Hvor

$$DIM = 12,5 * (d0 * \frac{P_{BM}}{P_{TSD}})$$

Denne forenklingen kalles heretter for «BM justert».

Basert på beregning for fallodd

Ettersom både d_0 - og SCI300-verdier følger hverandre jevnt på fallodds- og TSD-målingene som er utført i dette prosjektet kan man tenke seg at falloddsformelen kan brukes selv om målemetodene er prinsipielt ulike der TSD har en rullende last, mens falloddet har en støtlast.

For fallodd uttrykkes DIM med (Mork, 2014):

$$DIM = (457,94 * d_0 * (d_0 - d_{200}))^{0,5} * p^{-1}$$

Hvor p er kontaktrykk i MPa og plateradius er $a = 150$ mm.

TSD-en har lastceller som kontinuerlig måler kraften over hvert enkelt hjuloppheng, og denne kan omregnes til newton basert på tyngdeakselerasjon på 9.81 m/s^2 .

Arealet som denne vekten spres over vil være kontaktarealet til tvillinghjulene som regnes ut med formel:

$$A = \frac{P_{aksel}}{2 * p}$$

Hvor $P_{aksel} = 98\,100$ N og $p = 0,82$ MPa som gir et areal på $0,06 \text{ m}^2$.

Ekvivalent radius for tvillinghjulenes kontaktflate blir basert på formel:

$$a_{ekv} = \sqrt{\frac{A}{\pi}}$$

Dette gir $a_{ekv} = 138$ mm.

Ettersom TSD-en har en litt annen ekvivalent radius enn FWD så benyttes følgende formel for utregning av DIM:

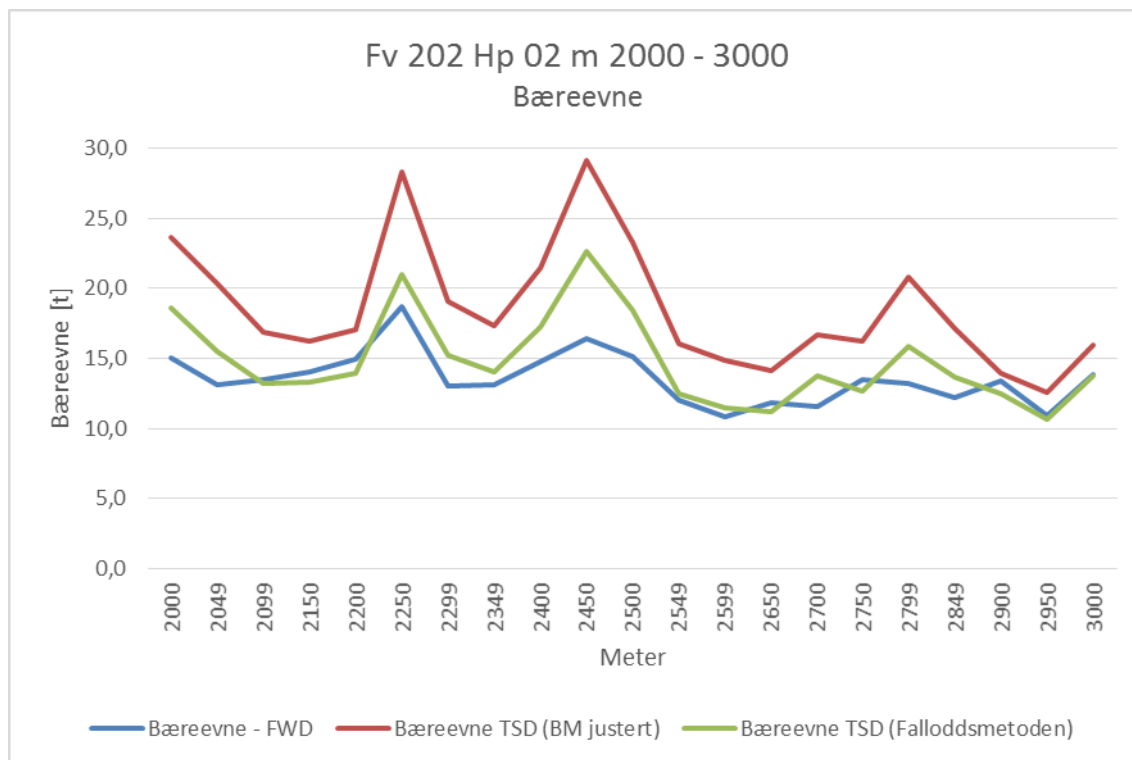
$$DIM = (9850893,555 * d_0 * (d_0 - d_{200}))^{0,5} * p^{-1} * a^{-1}$$

Hvor p oppgis i MPa og d_{xxx} og a i mm.

Denne metoden kalles heretter «Falloddsmetoden»

Oppsummert

Grafen under viser beregnet bæreevne på en strekning på Fv 202 fra FWD-målingene, TSD-målingene med «BM justert» og TSD-målingene med «Falloddsmetoden». Tilsvarende grafer for de øvrige strekningene ligger i vedlegg.



Figur 31: Beregnet bæreevne fra FWD- og TSD-målinger Fv 202 Hp 02 m 2000 - 3000

Det beregnes så strekningsbæreevne basert på de tre metodene, oppsummert i følgende tabell.

Strekning	Strekningsbæreevne FWD [t]	Strekningsbæreevne TSD (BM justert) [t]	Strekningsbæreevne TSD (Falloddsmetoden) [t]
Fv 202 Hp 02 m 2000 - 3000	11,6	14,2	11,4
Fv 202 Hp 04 m 3900 - 4900	11,4	18,3	13,6
Fv 222 Hp 01 m 5900 - 6900	12,3	17,4	14
Fv 222 Hp 01 m 10500 - 11500	13	18,1	15,5
Fv 24 Hp 01 m 4000 - 5000	11,5	13,4	10,6
Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4200	10,2	13,2	10,6

Tabell 14: Strekningsbæreevne basert på Fallodd og TSD med Benkelmans- og falloddsmetoden

Det konkluderes med at sammenhengen for beregnet bæreevne er god med både «BM-justert» og «Forenklet falloddsmetode», men at man får en god del høyere verdier med «BM-justert». Velger å benytte «Falloddsmetoden» for videre utregninger av bæreevne på vegstrekningene ettersom denne ligger nærmest beregnet bæreevne fra FWD-målingene.

Bæreevne på øvrige strekninger målt med TSD

For å beregne bæreevne basert på TSD-målingene på et utvalg av de øvrige vegstrekningene som ble kjørt i dette prosjektet tas det utgangspunkt i følgende ÅDT_T -verdier tatt fra NVDB (01.03.2016).

Strekning	Fra Hp/m	Til Hp/m	Lengde [km]	ÅDT_T
E6 Uthus – Basterud	3/500	3/6000	5,5	1875
Fv 24 Malungen – Sjøenden*	5/0	5/3900	3,9	315
Fv 24 Sjøenden – Støa**	5/3900	5/10700	6,8	315
E16 Masterud – Øyermo	7/500	7/15900	15,4	125
Rv 2 Braskereidfoss – Jømna	12/8650	12/9000	0,4	476
Rv 2 Flisa – Våler	11/1700	11/10220	8,5	434
Rv 3 Svingen – Rustad	9/9000	9/17500	8,5	779
Rv 3 Åsta – Skjærodden***	9/24900	9/29000	4,1	912
Fv 606 Rena leir – Steinvik bru	1/700	1/15000	14,3	50
Rv 3 Atna – Hanestad	13/1900	13/13000	11,1	621
Fv 27 Folldal – Atnasjø	3/3300	3/13000	9,7	40
Fv 219 Melum – Hirmoen	2/3700	2/11000	7,3	33

Tabell 15: Øvrige strekninger valgt ut for beregning av bæreevne

*Denne parsellen ble utbedret med breddeutvidelse, og ferdigstilt i 2012/13. Slitelaget ble etter en faglig vurdering utsatt lagt til høsten 2015, og kom like etter TSD-målingene. (Epost fra byggeleder Bjørn Inge Seljevold, 29. februar 2016)

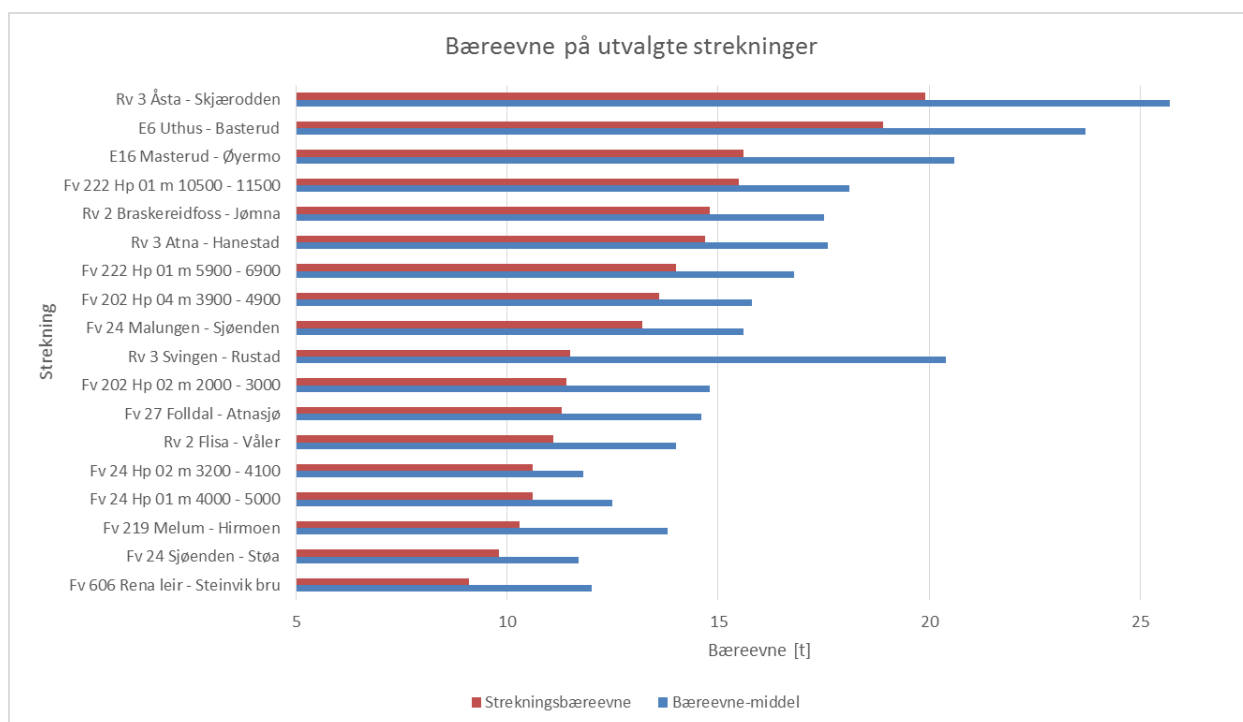
**Denne parsellen ble utbedret med breddeutvidelse, og ferdigstilt i 2015. Slitelaget ble lagt høsten 2015, like etter TSD-målingene. (Epost fra byggeleder Bjørn Inge Seljevold, 29. februar 2016)

***Denne parsellen er bygget ny, i ny trasé og ble ferdigstilt 2014.

Dette gir følgende resultater for midlet bæreevne og strekningsbæreevne.

Strekning	Bæreevne-middel [t]	Strekningsbæreevne [t]
Fv 606 Rena leir – Steinvik bru	12	9,1
Fv 24 Sjøenden – Støa	11,7	9,8
Fv 219 Melum – Hirmoen	13,8	10,3
Fv 24 Hp 01 m 4000 – 5000	12,5	10,6
Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4100	11,8	10,6
Rv 2 Flisa – Våler	14	11,1
Fv 27 Follidal – Atnasjø	14,6	11,3
Fv 202 Hp 02 m 2000 – 3000	14,8	11,4
Rv 3 Svingen – Rustad	20,4	11,5
Fv 24 Malungen – Sjøenden	15,6	13,2
Fv 202 Hp 04 m 3900 – 4900	15,8	13,6
Fv 222 Hp 01 m 5900 – 6900	16,8	14
Rv 3 Atna – Hanestad	17,6	14,7
Rv 2 Braskereidfoss – Jømna	17,5	14,8
Fv 222 Hp 01 m 10500 – 11500	18,1	15,5
E16 Masterud – Øyermo	20,6	15,6
E6 Uthus – Basterud	23,7	18,9
Rv 3 Åsta – Skjærødden	25,7	19,9

Tabell 16: Streknings- og middelveier for bæreevne fra TSD-målinger



Figur 32: Bæreevne på strekningene fremstilt grafisk

Vi ser at den relativt nybygde parsellen Rv 3 Åsta – Skjærødden har høyest strekningsbæreevne. Fv 24 Sjøenden – Støa kommer langt ned, men med tanke på at målingene ble gjort før slitelaget ble lagt så kan dette stemme bra.

Videre kan man registrere at strekninger hvor det er stort avvik mellom strekningsbæreevne og bæreevne-middel mest sannsynlig er strekninger som har veldig variabel bæreevne. Rv 3 Svingen – Rustad, Fv 219 Melum – Hirmoen og Fv 606 Rena leir – Steinvik bru skiller seg ut i så måte. Noe av det samme kan registreres på Rv 3 Åsta – Skjærodden, E6 Uthus – Basterud og E16 Masterud – Øyermo, men her er strekningsbæreevnen uansett såpass god at variasjonene ikke nødvendigvis tilsier veldig dårlige partier.

4 Eksempel på forenklet forsterkningsplanlegging med TSD

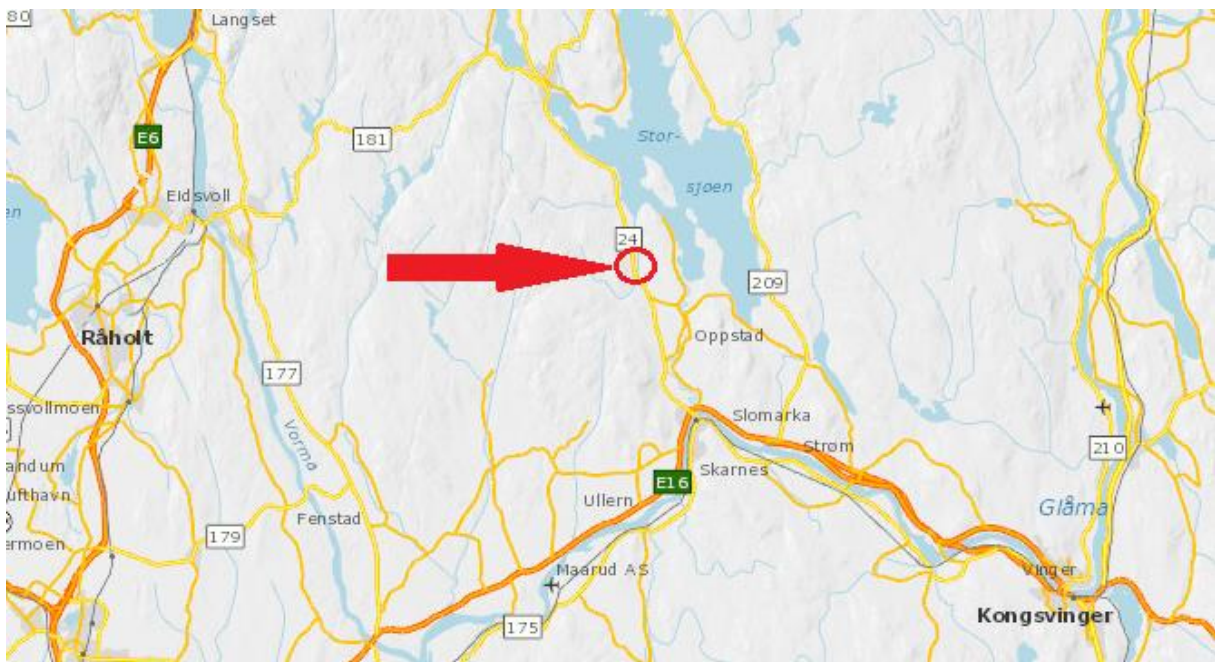
For å demonstrere hvordan målinger med TSD kan benyttes i praktisk forsterkningsplanlegging på fylkesvegnettet tas det utgangspunkt i Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4200 hvor det foreligger TSD- og georadarmålinger, og Fv 606 Rena leir – Steinvik bru.

I disse eksemplene går det overfladisk til verks og normalt vil man supplere slik vedlikeholdsplanlegging med befaringer, bruk av vegbilder og innspill fra driftsansvarlige. Utbedring av vannhåndtering bør uansett være en prioritet før eventuell forsterkning vurderes.

Samtidig er det viktig å ha i mente at nedbøyningsmålingene gjelder for det tidspunktet de ble tatt på, og en forsterkningsplanlegging basert på disse målingene vil ikke dekke opp vegens bæreevne i den antatt svakeste perioden om våren ved teleløsningen.

4.1 Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4200

På denne strekningen foreligger det TSD-målinger og lagdeling etter georadarmålinger.



Figur 33: Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4200 mellom Skarnes og Sand i Nord-Odal kommune

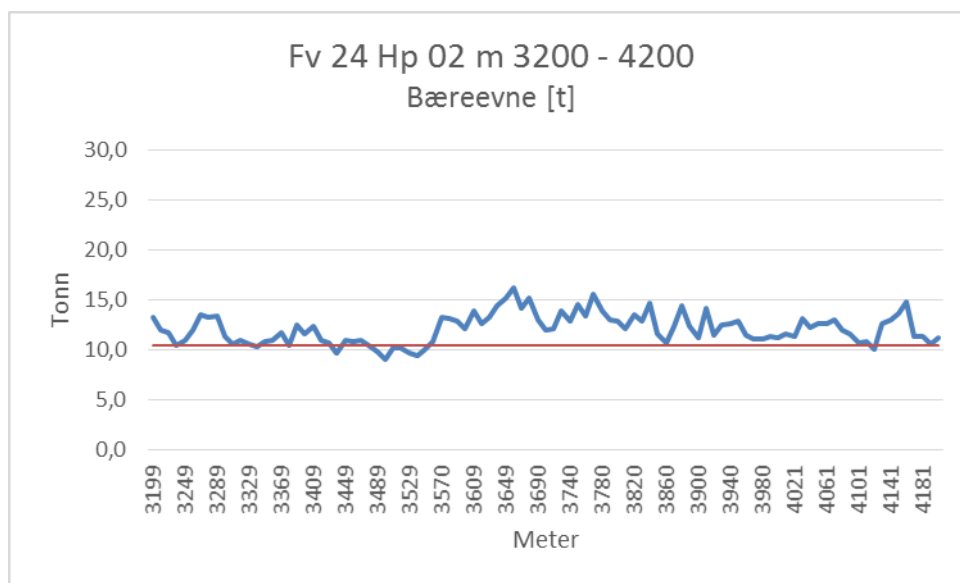
Forsterkningsbehov basert på tilstandsutvikling

En norsk måte å beregne nødvendig forsterkning er ut fra opptredende dekkelevetid (Dahlen mfl., 2015). På denne strekningen som helhet er dekkelevetid for spor og IRI på henholdsvis 8 og 12 år etter tilstandsutvikling fra PMS (21.03.2016). Man kan også gå ned på kortere intervaller for å differensiere mer over strekningen. Basert på dekke med Ab og ÅDT på 3400 er normert dekkelevetid for denne strekningen etter figur 531.2 i Håndbok N200 (2014) på 12 år. Dette gir en levetidsfaktor på 0,7 og et forsterkningsbehov, F_{diff} , på 11 etter figur 531.3 i Håndbok N200 (2014).

F_{diff} er en indeksverdi og basert på en lastfordelingskoeffisient på 3,0 for Ab tilsier dette en nødvendig tykkelse på det forsterkende asfaltlaget på $11/3 = 3,5$ cm.

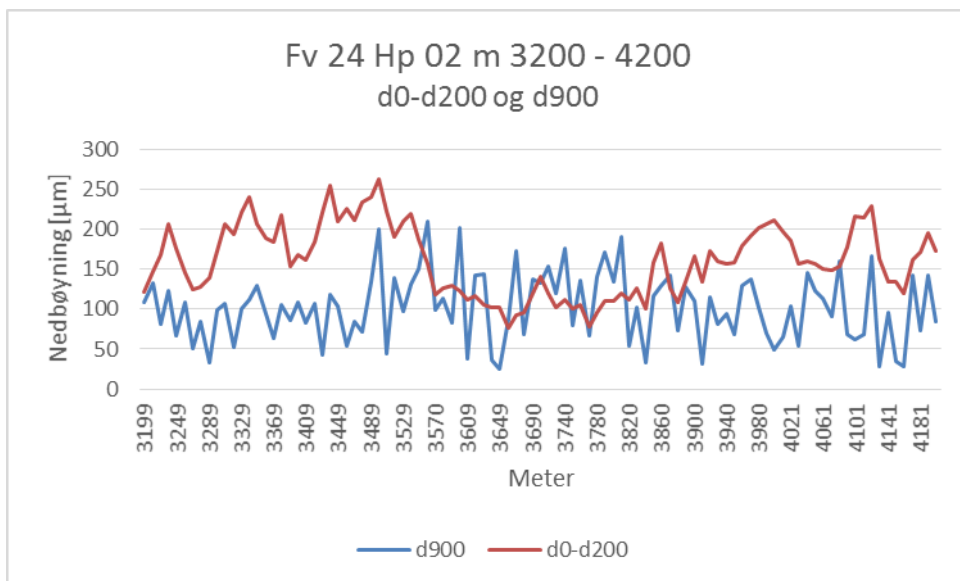
Forsterkningsbehov basert på nedbøyningsmålinger

Med bakgrunn i TSD-målingene som ble gjennomført beregnes bæreevne for alle punktene på strekningen. Dette gjøres etter «Forenklet fallodds metode» som beskrevet i kapittel 3.6.3, men denne gangen for alle målingene, det vil si med 10-meters intervall. Dette gir følgende bæreevne over strekningen, med en strekningsbæreevne på 10,5 tonn.



Figur 34: Bæreevne i tonn fra TSD-målinger på Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4200. Strekningsbæreevne vist med rød strek.

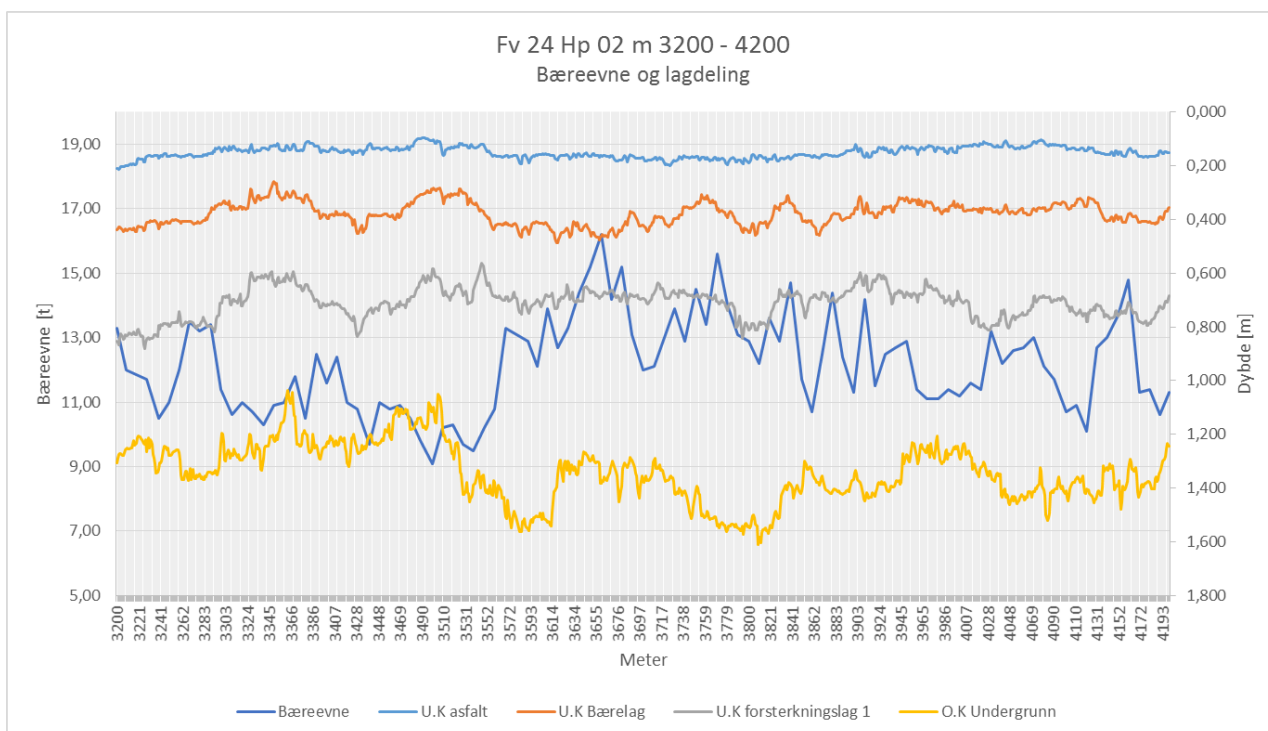
Neste steg er å plote nedbøyningen i de øvre lagene, mot nedbøyningen langt unna lastsenteret for å se om det er noen partier med spesielt dårlig stivhet i dekke/bærelag eller undergrunn. Her brukes $d_0 - d_{200}$ (SCI200) som indikator på stivhet i de øvre lag ettersom det er dette Håndbok N200 og bæreevneformlene opererer med.



Figur 35: d0-d200 vs d900 på Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4200

Ut fra disse resultatene kan man ikke si at det er noen punkter som utmerker seg med veldig dårlig undergrunn. Forutsetter da at forsterkning kan gjøres med varme masser over dagens dekke.

I grafen under er lagdeling fra georadarmålinger plottet mot bæreevne for å se om dette gir ytterligere informasjon.



Figur 36: Bæreevne og lagdeling Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4200

Det er vanskelig å trekke en entydig konklusjon eller forklaring på den varierende bæreevne ut fra lagdelingen.

Evensen mfl. (2015) skriver at man kan grovt anslå at en økning i bæreevnen på 1 tonn krever en forsterkning tilsvarende en F_{diff} i størrelsesorden 7. Dette tilsvarer da et 2 – 2,5 cm lag med asfalt.

På denne strekningen kan det da legges 2,5 cm Ab fra m 3420 – 3570 samt fra m 4090 – 4130 for å øke bæreevnen på de punktene som i dag har under 10 tonn.

Etterregninger

Ettersom lagtykkelser er kjent så kan det også gjennomføres etterregninger av E-modul for å avlede lastfordelingskoeffisienter for de ulike lagene i overbygningen slik at styrkene kan beregnes og sammenliknes med tilsvarende krav etter indeksmetoden i Håndbok N200 (2014). F_{diff} kan deretter beregnes ut fra dette.

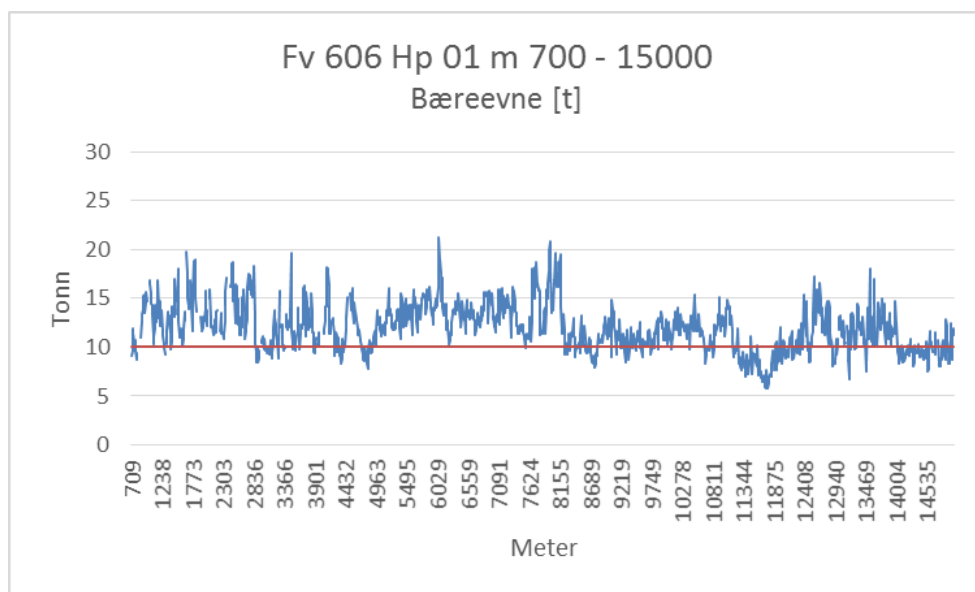
4.2 Fv 606 Rena leir – Steinvik bru

Den aktuelle strekningen ligger på østsiden av Glomma, parallelt med Rv 3 i Østerdalen.



Figur 37: Fv 606 Rena leir – Steinvik bru (Hp 01 m 700 – 15000)

Ettersom Fv 606 fra Rena leir til Steinvik bru (Hp 01 m 700 – 15000) hadde relativt lav strekningsbæreevne (9,1 tonn), så gjøres det en analyse av nedbøyningsmålingene for å anslå forsterkningsbehov forutsatt man ønsker å øke bæreevnen til 10 tonn på denne strekningen. Det kan være noe kunstig å se på en så lang strekning under ett ettersom det er stor variasjon på bæreevne på strekningen slik figuren under viser.



Figur 38: Bæreevne på Fv 606 Hp 01 m 700 – 15000. Rød strek viser grense for 10 tonn.

Det observeres at det er flere punkter hvor bæreevnen er under 10 tonn, og et parti rundt meter 11700 hvor bæreevnen er helt nede i 5,8 tonn. Bilder under er tatt fra Viaphoto på dette partiet.

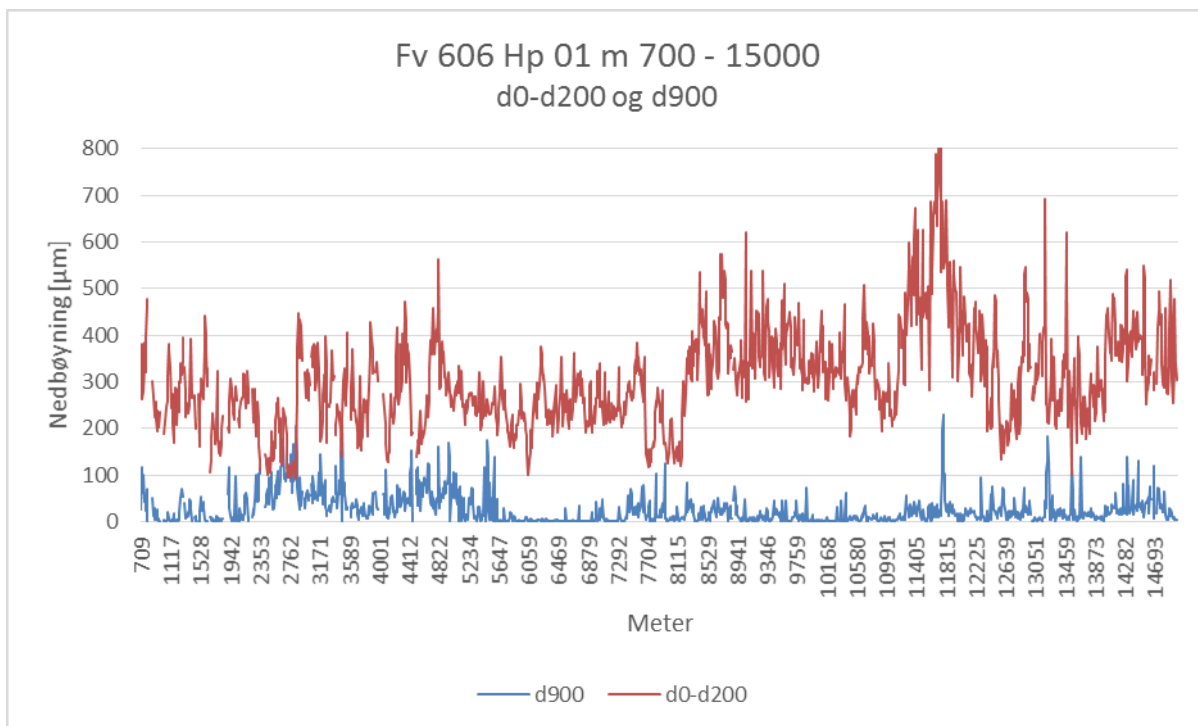
Fy04_Fv606_hp01_fl_m11725



Figur 39: Fv 606 Hp 01 m 11725. Vegbilde fra Viaphoto (22.03.2016)

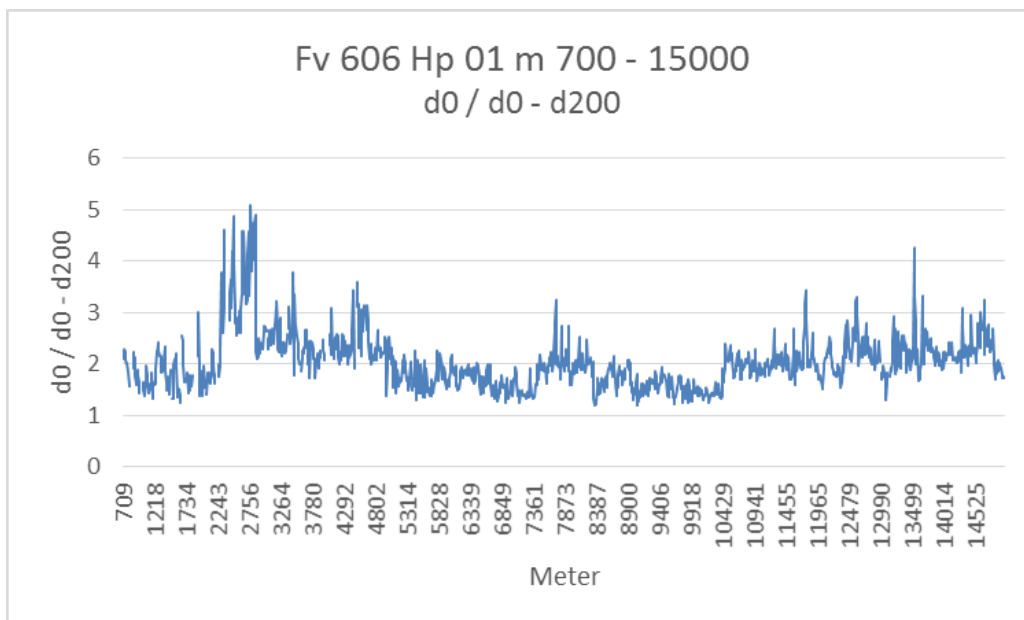
Man ser at vegen tydelig ligger i et flatt og fuktig område, uten nevneverdig med grøfter. Dette kan forklare den lave registrerte bæreevnen. Drenering, evt i kombinasjon med masseutskifting, heving og forsterkning bør vurderes på dette partiet.

For å se om det er partier hvor man tydelig ser at dårlig undergrunn bidrar mye til den dårlige bæreevnen så undersøkes sammenhengen mellom d900 og d0 – d200 i figuren under.



Figur 40: Fv 606 Hp 01 m 700 - 15000 d0-d200 vs d900

Figuren under viser forholdstallet $d_0 / (d_0 - d_{200})$ over strekningen som kan gi en indikasjon på hvor i vegkonstruksjonen svakheten sannsynligvis ligger. Forholdstall over 5 tilsier svakhet i undergrunn/forsterkningslag, mellom 3 og 5 tilsier svakhet i forsterkningslag/bærelag og forholdstall under 3 tilsier svakhet i bærelag/dekke (Dahlen mfl., 2015).



Figur 41: Fv 606 Hp 01 m 700 - 15000 d0 / d0 - d200

Med unntak av partiet rundt m 2800 er det ingen steder man klart kan si at det er dårlig undergrunn som bidrar mest til dårlig bæreevne og selv rundt m 2800 er d0–d200 fortsatt så høy at forsterkning med varme masser anses som et godt alternativ.

Anbefaling

Basert på tidspunktet målingene er gjort på så skal det på de fleste punktene hvor bæreevnen er under 10 tonn i dag, holde med et lag asfalt som forsterkning. Unntaket er partiet rundt m 11700 hvor bæreevnen er dårlig, og helt nede i 5,8 tonn. Her bør det vurderes masseutskifting før eventuell ytterligere forsterkning. Dette bør gjøres i etterkant eller kombinasjon med grøfting og drenering.

5 Case: Frostdimensjonering av E6 over Jønsberg

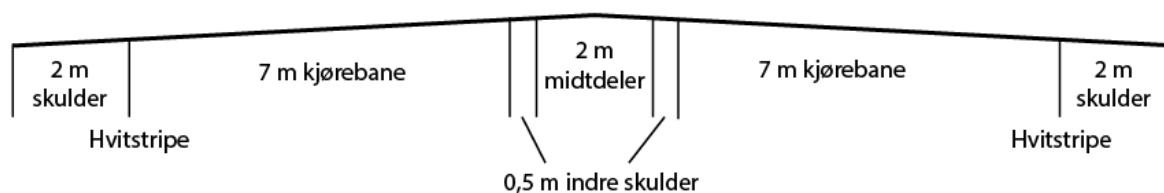
Denne casen er valgt ut ettersom det var med denne problemstillingen at arbeidet med masteroppgaven begynte. Målet er å undersøke tilstanden til vegen for å kunne si noe om verdien av eksisterende veg, og om denne har holdt seg godt til tross for at den ikke er frostsikret. «E6 over Jønsberg» er strekningen fra Uthuskrysset ved Hp 03 m 0 til Basterud ved Hp 03 m 6500. Grunnen til at denne strekningen er valgt ut er at det ved Basterud går E6 over til en 3-felts strekning og da er det andre forutsetninger som ligger til grunn ved utbygging til 4-feltsveg. Det vises til for øvrig til vedlegg for mer detaljerte forutsetninger og beregninger.

5.1 Bakgrunn

E6 over Jønsberg er en del av parsellen E6 Kolomoen – Kåterud i Stange kommune som var ferdig bygd i 1972.

Nå pågår det planlegging for utvidelse fra to til fire felt langs eksisterende trasé med forutsetning om å ta vare på eksisterende vegkapital. Denne forutsetningen har gått igjen gjennom hele planprosessen fra Fylkesdelplan i 2002.

Reguleringsplan ble vedtatt i 2012. Store deler av strekningen går over dyrket mark. Dette er en av grunnene til at det er lagt opp til smal midtdeler på 2 m og total vegbredde på 21 meter som vist på skissen under.



Figur 42: Tverrprofil på ny firefeltsveg E6 over Jønsberg

Eksisterende veg ligger med cirka 1 m overbygning på T3 og T4 undergrunn.

Nye krav til frostsikring tilsier 2,4 m overbygning på de to nye feltene.

Konsekvensene av å gå så dypt med de to nye feltene vil være at man må grave inn i eksisterende veg. I tillegg er det en forutsetning at trafikken skal avvikles gjennom anleggsområdet da det ikke er reelle alternativer til omkjøringsveger.

Rapporten «Telehiv på nye norske veger» fra 2012 som er bakgrunnen for at frostsikringskravene ble gjort strengere åpner for å «lempe på kravene dersom det er gjennomført omfattende og nøyaktige grunnundersøkelser som dokumenterer meget homogene forhold på strekningen, dvs at det er liten fare for ujevne telehiv» (Øvstedal mfl., 2012).

Dagens veg som har ligget «godt» siden tidlig 70-tall kan antas å oppfylle dette kravet.

Prosjektet gjennomførte i 2015 en verdianalyse på strekningen Kolomoen – Moelv (42 km) for å se på om prosjektet svarer på bestillingen, og med fokus på mulig reduksjon av kostnader. Et av tiltakene som analysegruppa foreslår er å redusere frostsikringslagets tykkelse på de stedene det ikke er problemer i dag. Dette ble grovt kostnadsberegnet til 65 mill (Løken mfl., 2015).

En forutsetning for å ta vare på eksisterende vegkapital er at det fortsatt er verdi i vegen som ligger der i dag. Dette må undersøkes, og da ved hjelp av bæreevne målinger med TSD.

5.2 Dagens veg

Generelt

Strekningen går fra Hp 03 m 0 til m 6500 i Stange kommune. Vegen går gjennom et jordbrukslandskap med stort sett dyrkede arealer på begge sider.

Vegen ble begynt utbygd fra slutten av 60-tallet og åpnet i 1972.

Trafikk

ÅDT 12500 med 15 % andel tunge kjøretøy (NVDB 02.03.16).

Tverrprofil

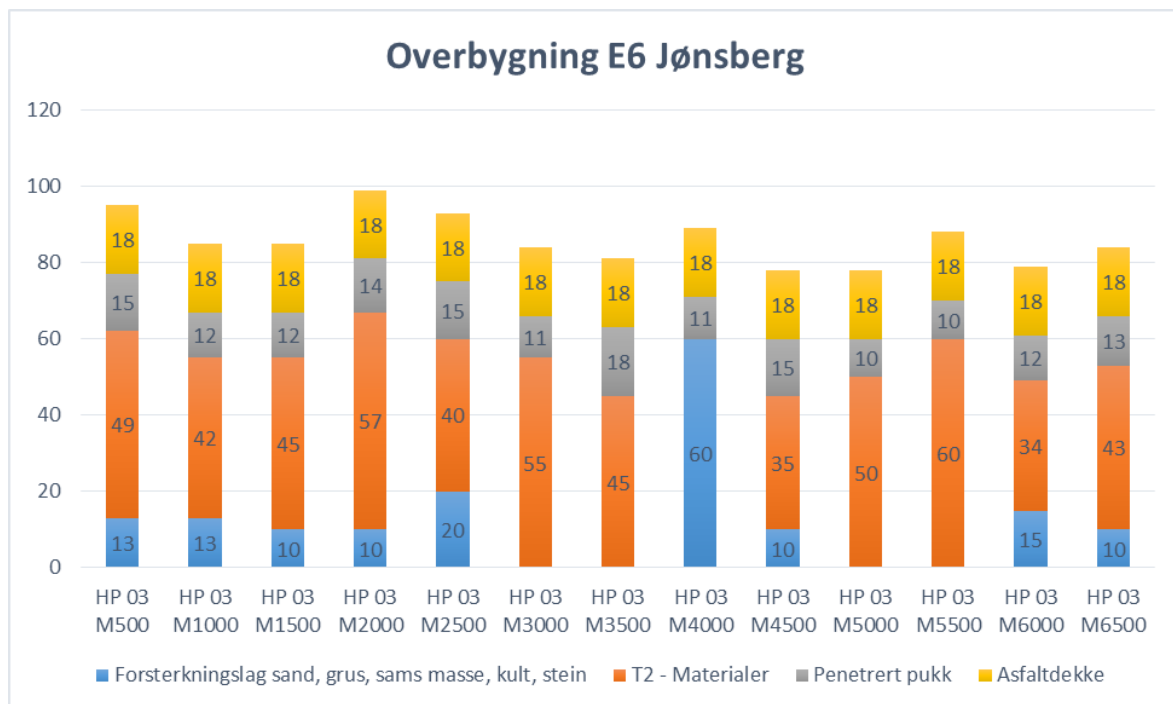
Dagens veg har en bredde på 10 meter, med tverrprofil som vist på skissen under.



Figur 43: Tverrprofil dagens E6

Overbygning

Det ble gjort oppgravingsprøver for hver 500. meter i 1976. Resultater fra disse, samt uttak av historisk dekkedata fra PMS er sammenstilt grafisk under.



Figur 44: Overbygning på dagens E6 over Jønsberg

Resultatene viser et forsterkningslag av T2-materialer og bærelag av penetrert pukk under et ganske tykt dekke med forskjellige typer asfalt som er lagt i perioden 1973 – 2013. Overbygningen ligger totalt på 80 – 90 cm.

I følge Harald Libæk ved vegavdeling Hedmark (4.8.2015) overtok SVV åkerstein fra gårdene langs vegen som ble lagt under forsterkningslaget. Han antar at dette kan ha bidratt til å drenere ut sanden og gjøre overbygningen sterkere enn oppbygningen ellers skulle tilsi.

Dekkelevetid

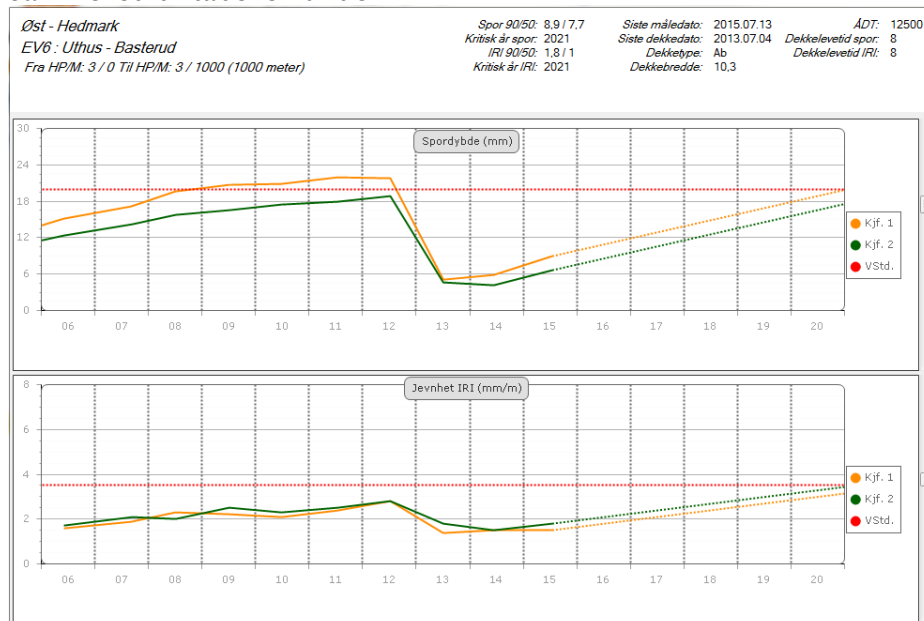
Normert dekkelevetid for E6 over Jønsberg er etter tabell 531.2 i Håndbok N200 på 6 år.

Dekketype	ÅDT						
	≤300	301-1500	1501-3000	3001-5000	5001-10 000	10 001-20 000	>20 000
Ska				13	10	7	6
Ab			15	12	9	6	5
Agb		15	14	11			
Ma, Egt	16	13	12				
Eo	14	12					

1) Normale utslag i dekkelevetiden vil være ± 2 år, avhengig av klima og andre lokale forhold.

Figur 45: Normert dekkelevetid for E6 over Jønsberg. Fra figur 531.2 i Håndbok N200 (2014)

Fra PMS 2010 kan man hente ut tilstandsutvikling på både spordybde og jevnhet. Man forutsetter en lineær utvikling, og kan dermed framskrive verdiene slik at dekkelevetiden kan leses ut. Eksempel på framskrivning er vist i figur og utdrag fra PMS2010 (08.02.2016) er sammenstilt i tabellen under.



Figur 46: Skjerm bilde fra PMS2010 som viser framskrivning av spor- og jevnhetsutvikling på E6 over Jønsberg

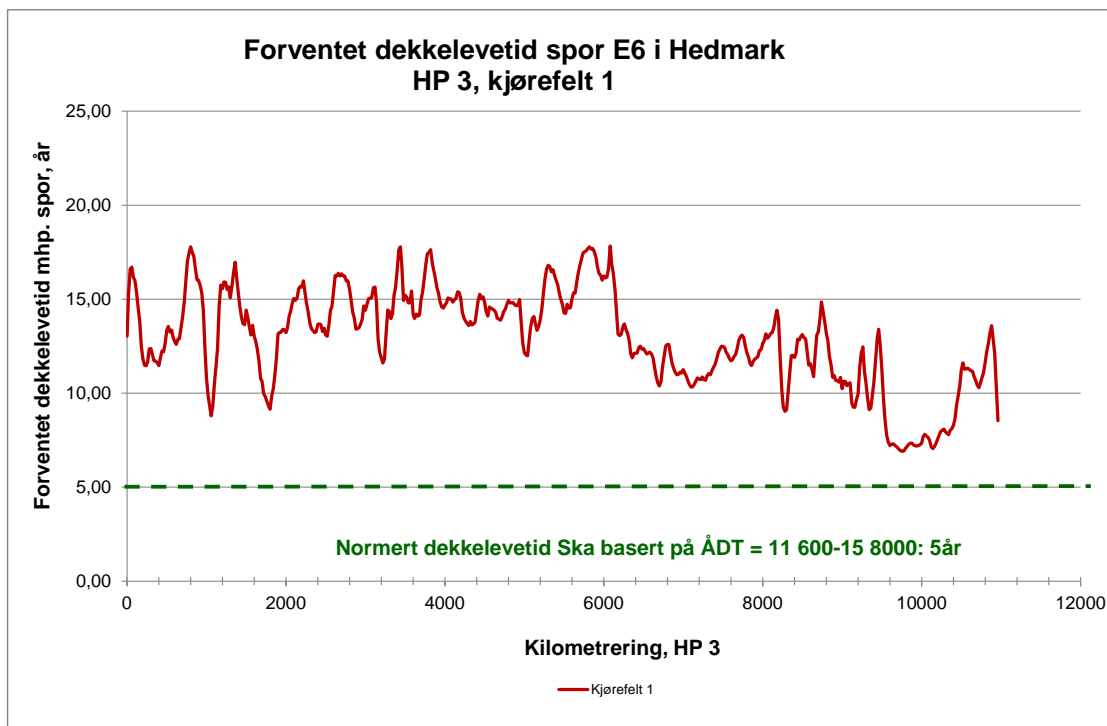
Parsell	Dekkelevetid spor [år]	Dekkelevetid jevnhet (IRI) [år]
E6 Hp 03 m 0 - 1000	8	8
E6 Hp 03 m 1000 - 2000	8	8
E6 Hp 03 m 2000 - 3000	8	7
E6 Hp 03 m 3000 - 4000	8	6
E6 Hp 03 m 4000 - 5000	8	9
E6 Hp 03 m 5000 - 6000	8	8
E6 Hp 03 m 6000 - 6625	6	9
Snitt	7,7	7,9

Tabell 17: Faktisk dekkelevetid E6 over Jønsberg

Basert på dette ser det ut til at dekkelevetiden er innenfor normert dekkelevetid og at det ikke skal være behov for forsterkning av vegen utfra dekkelevetidskriteriene i Håndbok N200.

Ragnar Evensen utførte i 2015 en grundigere analyse av dekkelevetid på hovedveger i Region øst på oppdrag fra Dekkeprosjektet. I analysen ble tilstandsutvikling fra 2000 til 2014/15 lagt til grunn, det vil si at det er basert på gjennomsnittlig tilstandsutvikling for både nåværende og forrige dekke på 20 meters strekninger (Evensen, 2015). Han opererer også med en lavere normert levetid på dekket (5 år) enn det gjøres i Håndbok N200.

Figuren under er hentet fra rapporten og viser at forventet dekkelevetid varierer noe, men er godt over normert dekkelevetid på hele strekningen. Det observeres noen «drypp» i ca profil 1000, 1800, 3200 og 5000. Fra profil 6000 begynner trefelts veg med midtdeler, og kanalisering av trafikken er antageligvis grunnen til at forventet levetid da går ned.

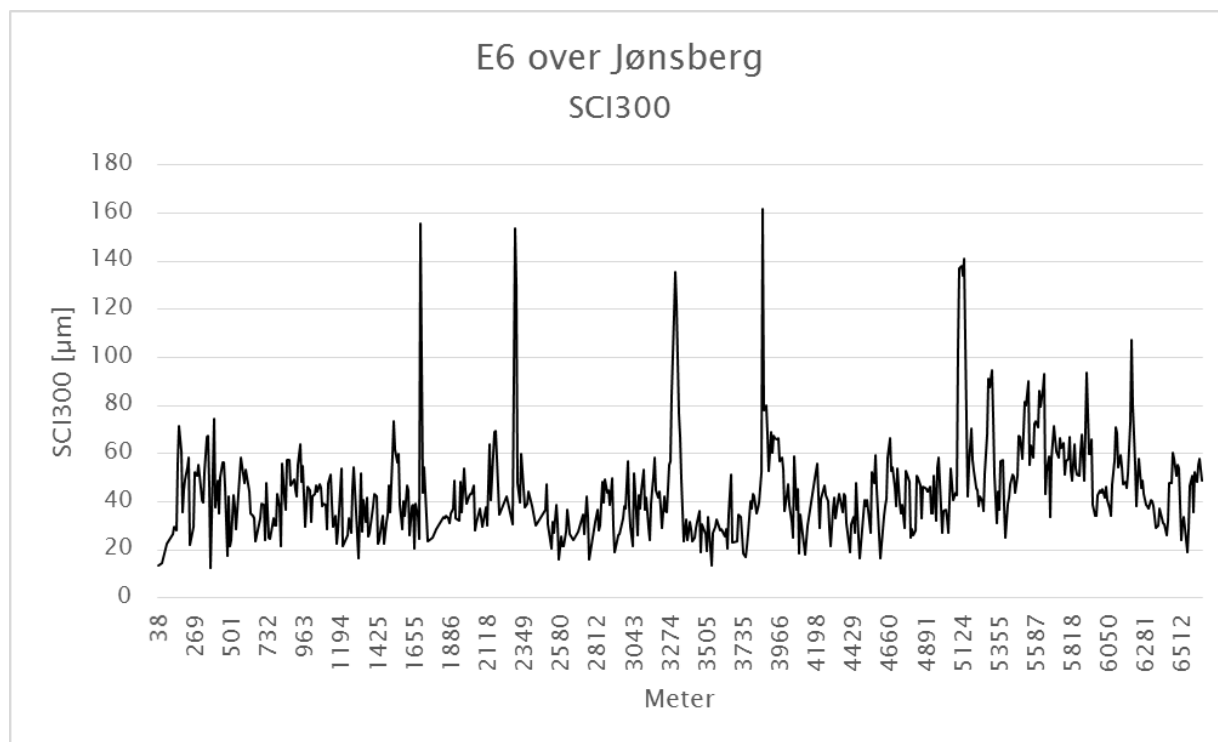


Figur 47: Forventet dekkelevetid spor E6 Hp 03 i Hedmark. Kopi av figur fra Evensen, 2015.

Bæreevne

Fra bæreevneberegninger i vedlegg 2 ble strekningsbæreevnen til strekningen beregnet til 18,9 tonn, og med en midlet verdi på 23,7 tonn.

Når bæreevne analyseres videre fra TSD-målingene, så tas det utgangspunkt i middelverdier fra de 3 overfartene og SCI300-verdier som vist i figuren under.



Figur 48: SCI300 på E6 over Jønsberg

Det er ikke noen tydelig sammenheng mellom punkter med dårligere bæreevne fra TSD-målinger og punkter med relativt dårligere dekkelevetid fra Evensen (2015). Men vi kan tydelig se fem punkter på strekningen som utpeker seg med høye verdier. Spørsmålet da er om det er grunnet lokalt dårlig bæreevne eller feil på målingene. Punktene tas ut og sammenlikner resultater fra de tre overfartene i tabellen under.

Punkt	d0-1	d0-2	d0-3	d0-middel	SCI300-middel
1696	445	216	159	273	155
2288	382	-	257	320	154
3303	569	413	496	493	135
3856	262	232	513	336	162
5134	507	567	471	515	141

Tabell 18: Maksimal nedbøyning på utvalgte punkter E6 over Jønsberg

Punktene 2288, 3303 og 5134 har jevnt høye verdier på målingene. Antar da at høy SCI300-verdi på disse punktene betyr at det er lokalt dårlig bæreevne. Hvis man velger å tolke dette grafisk så kan man se sammenhengen med «spissheten» på SCI300-grafen. Punktene 2288, 3303 og 5134 har høyere verdier i tilstøtende punkter – en bredere trekantaktig form – enn

hva er tilfellet for punktene 1696 og 3856. Antar dermed at punktene 1696 og 3856 kommer så høyt grunnet målefeil på en av passeringene.

Det ble tatt en sjekk mot vegbilder i Viaphoto, både de nyeste og de seneste som ble gjort før forrige fresing og reasfaltering, men det ble ikke observert noe mer skader på veien i disse punktene enn for øvrig.

Sammenlikner nå punktene med FWD-måling fra 1991, for å se om de historiske data har likhetstrekk, disse er oppsummert i tabellen under.

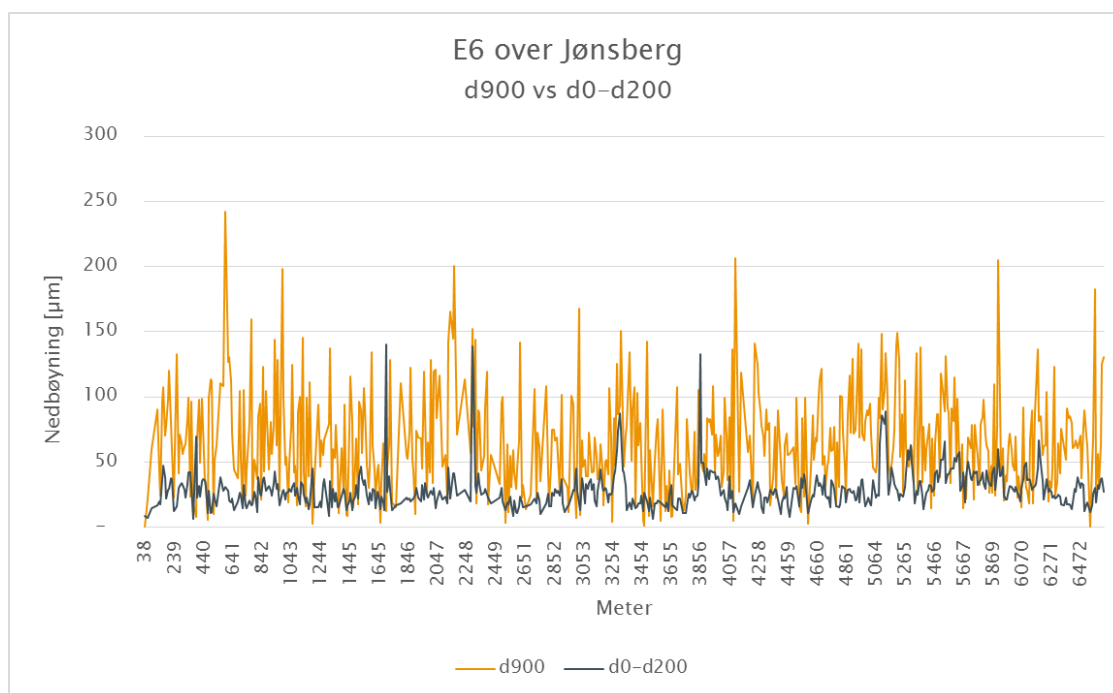
Punkt	d0-FWD 1991	SCI300-FWD 1991	Bæreevne 1991 [tonn]
1696 (1700)	223	56	20
2288 (2300)	191	43	20
3303 (3300)	636	118	13,5
3856 (3850)	235	59	20
5134 (5100)	722	133	12,7

Tabell 19: Resultater fra FWD-målinger i 1991. Punktangivning i parentes viser 50-meterspunkt målingen er hentet fra. Bæreevne er beregnet i 1991. 20 tonn tilsier 20 tonn eller mer. (NVDB, 08.02.2016)

Vi ser noe vi kan anta er en likhet på punktene 3303 og 5134. Det vil si at det var dårligere bæreevne på disse punktene allerede i 1991.

Sammenlikner vi dette med oppgravingsdata så ser vi at punktene 3303 og 5134 sammenfaller med de stedene det ikke ble funnet noe lag med stein under forsterkningslaget. Dette kan være en forklaring på dårligere bæreevne.

Sammenstiller så d900 og d0 - d200 i figuren under for å se om svakheten ligger i de øvre eller nedre lagene i konstruksjonen.



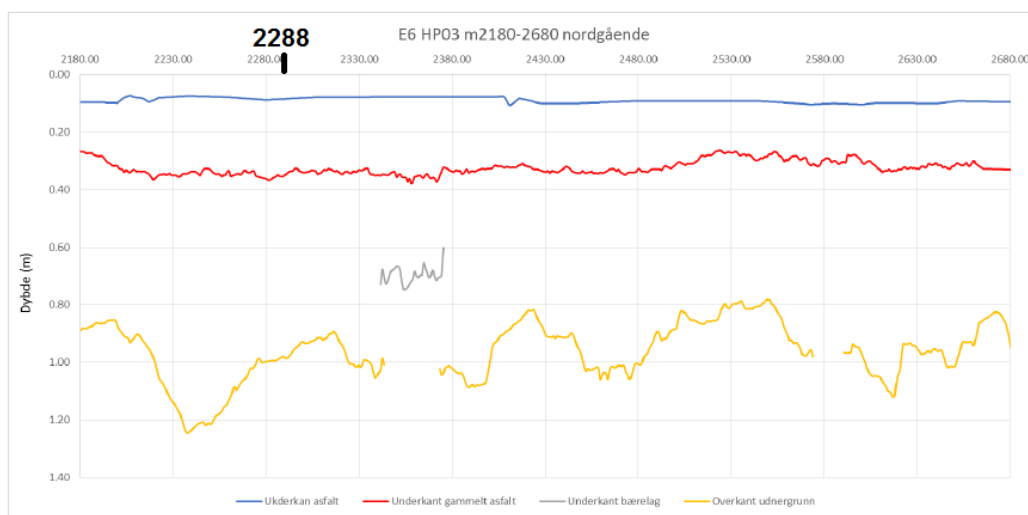
Figur 49: E6 over Jønsberg d900 vs d0 - d200

Registrerer at det er punktvis dårlig undergrunn på strekningen.

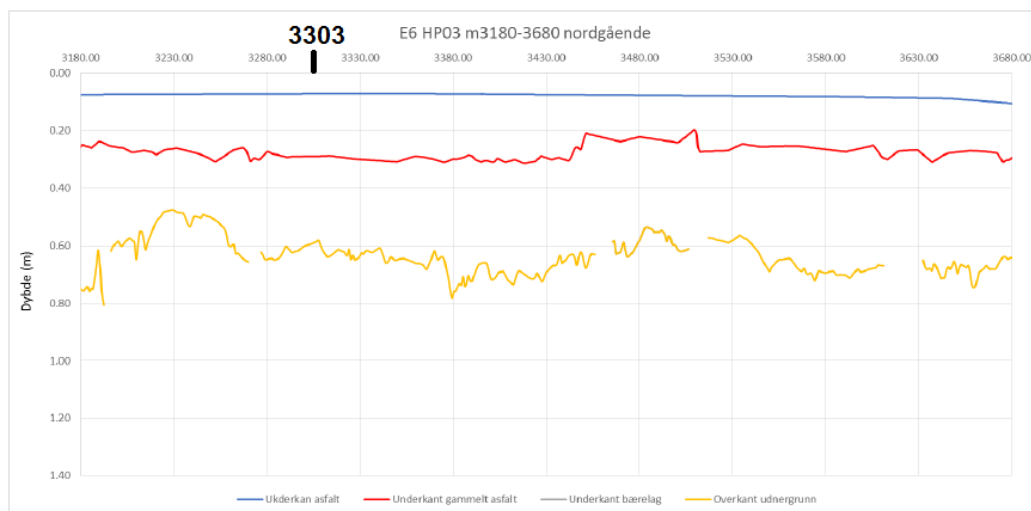
Basert på lagdeling fra georadar og nedbøyningsmålinger fra TSD-en er det også mulig å gjøre etterregninger for å regne ut stivhet i de enkelte lagene i overbygningen.

Georadar

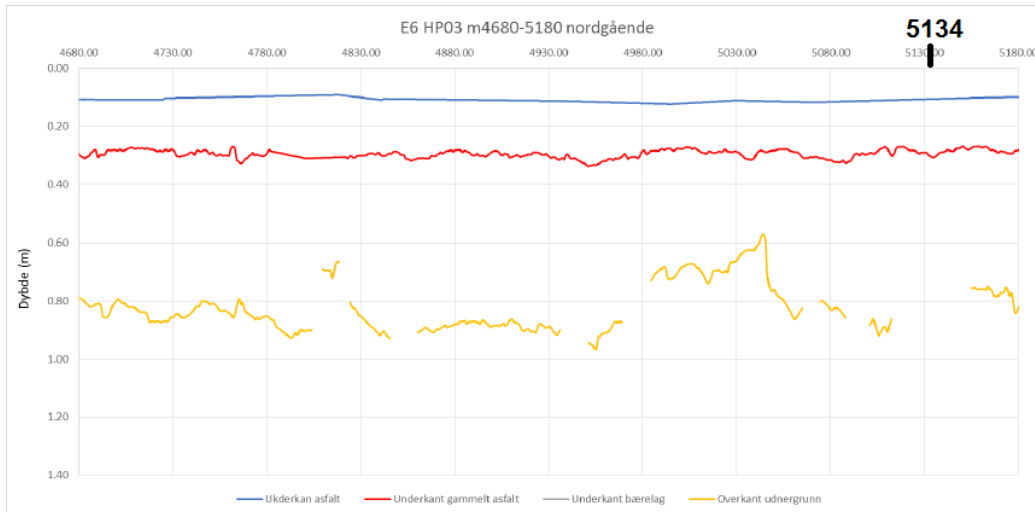
I følgende figurer tas det utgangspunkt i georadarmålingene for å se om de kan forklare hvorfor det er dårligere bæreevne i punktene 2288, 3303 og 5134.



Figur 50: Lagdeling fra georadarmåling ved punkt 2288



Figur 51: Lagdeling fra georadarmåling ved punkt 3303



Figur 52: Lagdeling fra georadarmåling ved punkt 5134

Det er ikke lett å dra noen konklusjon ut fra lagdeling fra georadarmålingene. På punkt 3303 registreres det at overbygningen er på kun cirka 60 cm totalt, men det gjelder en lengre strekning og forklarer ikke den dårlige bæreevnen i det punktet alene. For punkt 5134 ser vi at det er et parti hvor man ikke har klart å tolke et klart skille mellom undergrunn og forsterkningslag. Det kan forklare den dårlige bæreevnen i dette punktet. Ellers kan dårligere bæreevne også skyldes lokale sprekker og lignende som ikke synes på georadarmålinger.

5.2 Dimensjonering og frostsikring av ny E6

Dimensjonering

Det gjennomføres en dimensjonering av overbygningen for de 2 nye feltene basert på indeksmetoden i Håndbok N200 (Statens vegvesen, 2014b).

Forutsetninger

Forutsetningene for dimensjoneringen er vist i tabellen nedenfor. Dette er stort sett standardverdier fra Håndbok N200.

Undergrunnen består for det meste av middels til meget telefarlig morene (Løvlien, 2012).

Dimensjoneringsperiode	n	20 år
Årlig trafikkvekst	p	2 %
Aksellast		10 tonn
Trafikk i åpningsår	ÅDT	12 000
Andel tunge kjøretøy (15 %)	ÅDT _t	1 800
Antall aksler pr. tunge kjøretøy	C	2,4
Fordelingsfaktor i felt (4-felt)	f	0,4
Gjennomsnittlig ekvivalensfaktor for aksler på tunge kjøretøy	E	0,424
Bæreevnegruppe undergrunn		6

Tabell 20: Forutsetninger for beregning av trafikklast for E6 over Jønsberg

Beregning av trafikklast

Beregning av N (ekvivalente 10 tonn aksellaster pr. felt) i dimensjoneringsperioden gjøres med følgende ligning:

$$N = f * \text{ÅDT}_t * 365 * ((1,0 + 0,01 * p)^n - 1) / (0,01 * p) * C * E$$

Forutsetningene settes inn og løses ut:

$$N = 0,4 * 1800 * 365 * ((1,0 + 0,01 * 2)^{20} - 1) / (0,01 * 2) * 2,4 * 0,424$$

$$N = 0,4 * 1800 * 365 * 0,486 / 0,02 * 2,4 * 0,424$$

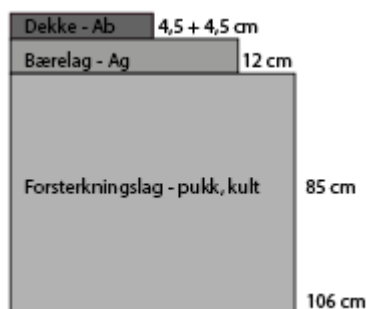
$$N = 127720,8 / 0,020352$$

$$N = 6275590 = 6,3 \text{ mill}$$

Dette gir trafikkgruppe E.

Dimensjonering av overbygning

Basert på trafikkgruppe E og tabell i figur 512.1 og 512.2 i håndbok N200 foreslås følgende overbygning.



Lag	Materiale	Tykkelse [cm]
Slitelag	Ab	4,5
Bindlag	Ab	4,5
Bærelag	Ag	12
Forsterkningslag	Pukkk, kult	85
Total overbygningstykkelse		106

Tabell 21: Overbygning ny E6 over Jønsberg dimensjonert på bakgrunn av trafikklast etter Håndbok N200

Bindlaget skal være på 3,5 cm etter håndboka, men er økt til 4,5 cm for å ha muligheten til å utsette legging av slitelag ett år. Bærelaget er da tilsvarende redusert fra 13 til 12 cm.

Tykkelsen på forsterkningslaget skal være 90 cm med lastfordelingskoeffisient 1,0 etter HB N200. Her velges pukkk/kult med lastfordelingskoeffisient 1,1 som materiale. Dette gjør at tykkelsen på forsterkningslaget kan reduseres til: $90 / 1,1 = 82 \text{ cm} \sim 85 \text{ cm}$.

Tar nå en kontroll av at bærelagsindeksen (BI_k) er oppfylt. Kravet er 62.

Lag	Materiale	Tykkelse [cm]	Lastfordelingskoeffisient	Ekvivalentverdi
Slitelag	Ab	4,5	3,0	13,5
Bindlag	Ab	4,5	3,0	13,5
Bærelag	Ag	12	3,0	36
Bærelagsindeks BI_k				63

Tabell 22: Kontroll av bærelagsindeks E6 over Jønsberg

Bærelagsindeksen for valgt overbygning er ok.

Krav til bæreevne over undergrunn, styrkeindeks, er etter figur 512.2 i Håndbok N200 på $62 + 90 = 152$.

Frostsikring

Det settes krav om frostsikring på alle veger med ÅDT > 1 500 som ligger på grunn med telefarlighetsklasse T3 eller T4. For veger på T3 og T4 grunn med ÅDT < 1500 skal tiltak for å unngå ujevnt telehiv vurderes. Frostsikringslaget har som hensikt å redusere frostnedtrengningen i grunnen og dimensjoneres etter Håndbok N200 (Statens vegvesen, 2014b).

Telefarlighetsklassen defineres ut fra grunnundersøkelser, og det er spesielt leire og siltig grunn med store mengder finstoff < 20 µm som gir T3 og T4 grunn (Statens vegvesen, 2014b).

Historikk

I håndbok 018 (Statens vegvesen, 2011) var F₁₀ dimensjonerende frostmengde og maksimal overbygningstykkelse satt til 1,8 m for alle veger.

På grunn av flere tilfeller med frostskafer og telehiv på nybygde motorveger ble det i 2011 nedsatt en ekspertgruppe som skulle kartlegge årsakene til problemene og foreslå mulige forbedringstiltak. Dette arbeidet resulterte i rapporten Telehiv på norske veger (Øvstedal mfl., 2012).

Dette førte til NA rundskriv nr 12/09 som innførte følgende strakstiltak:

- Usortert sprengt stein ikke lenger tillatt brukt i forsterkningslag
- Man går bort fra inndeling av grunnforhold i variasjonsklasser og forutsetter svært skiftende undergrunn på strekninger hvor det er dokumentert telefarlig grunn i klasse T3 og T4
- Kravet til tykkelse på frostsikringslag skjerpes. Dimensjonerende frostmengde F₁₀₀ skal benyttes på firefelts motorveger og tidligere krav til maks overbygningstykkelse på 1,8 m oppheves

På grunnlag rapporten ble det nedsatt en hurtigarbeidende arbeidsgruppe forankret i etatsprogrammet «Varige Veger» som skulle foreslå en revisjon av retningslinjene for frostdimensjonering i håndbok 018 (nå håndbok N200).

I den nye utgaven av Håndbok N200 er F₁₀₀ blitt dimensjonerende frostmengde for høytrafikkerte motorveger og maksimal overbygningstykkelse er økt til 2,4 m (Statens vegvesen, 2014b).

Frostdimensjonering E6 over Jønsberg

Ettersom strekningen ligger på undergrunn med telefarlighetsklasse T3 og T4 er kravet etter håndbok N200 at F_{100} skal brukes som dimensjonerende frostmengde, men at maksimal overbygningstykkelse allikevel er 2,4 m.

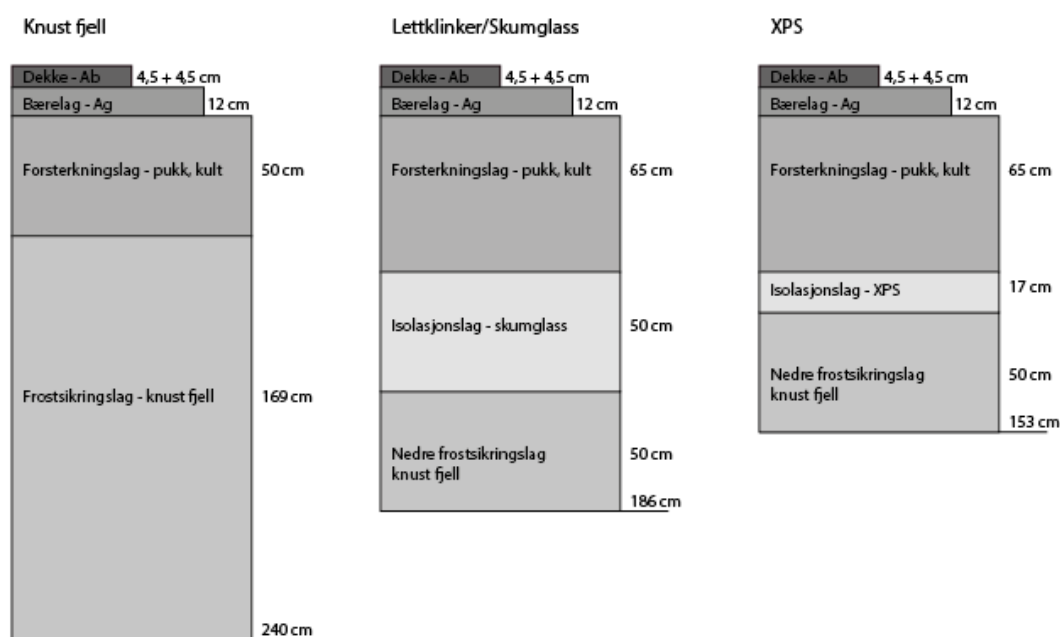
Strekningen ligger i Stange kommune som har årsmiddeltemperatur på 4,0 grader og dimensjonerende frostmengde F_{100} på 40 000 h°C. Strekningen ligger ganske nær kommunesenteret, korrigerer derfor ikke timegradsverdien.

Forutsetter at 50 cm (Silt, leire T4) er kravet til tykkelse på nederste lag mot undergrunn ut fra anleggstekniske forhold.

Det er vurdert tre alternativer for frostsikring: med knust fjell, med skumglass/lettklinker, og med XPS. Frostdimensjonering for disse tre alternativene er beskrevet i vedlegg og oppsummert i tabell og figur under.

Frostsikringsmetode	Knust fjell		Lettklinker/skumglass		XPS	
	Matr.	Tykkelse	Matr.	Tykkelse	Matr.	Tykkelse
Slitelag	Ab	4,5	Ab	4,5	Ab	4,5
Bindlag	Ab	4,5	Ab	4,5	Ab	4,5
Bærelag	Ag	12	Ag	12	Ag	12
Forsterkningslag	Pukk,kult	50	Pukk,kult	65	Pukk,kult	65
Frostsikringslag	Knust fjell	169	-	-	-	-
Isolasjonslag	-	-	Skumglass	50	XPS	17
Nedre frostsikringslag	-	-	Knust fjell	50	Knust fjell	50
Total overbygningstykkelse		240		186		153

Tabell 23: Sammenligning av alternative metoder for frostsikring, tykkelser i cm



Figur 53: Overbygning med alternative frostsikringsmetoder

5.4 Kostnadsberegning av alternativer

Basert på enhetspriser for forsterkningslag, frostsikringslag av knust fjell, lettklinker/skumglass, XPS og utgraving av masser til deponi for de forskjellige alternativene får man følgende løpeterkostnad for frostsikring de to nye feltene. Detaljer og bakgrunn for utregning av kostnader ligger i vedlegg.

Alternativ	Kostnad for frostsikring pr. lm veg	Totalt for strekningen (6160 m)	Differanse ift alternativ uten frostsikring
Uten frostsikring (0-alt)	1 660	10 225 600	0
Knust fjell	6 220	38 315 200	+ 28 089 600
Lettklinker/skumglass	5 865	36 128 400	+ 25 902 800
XPS	4 653	28 662 480	+ 18 436 880

Tabell 24: Sammenstilling av kostnader for frostsikringsalternativer. 0-alt er uten frostsikring.

5.5 Tolking av resultater og oppsummering

Med en strekningsbæreevne på 18,9 tonn må bæreevnen til veggen sies å være tilfredsstillende til tross for at det er enkelte punkter som det bør vurderes å gjøre noe med. Dekkelevetiden er også tilfredsstillende i forhold til kravene satt i Håndbok N200.

Ujevne telehiv på strekningen ville ført til raskere nedbryting av veggen og dårligere bæreevne og kortere dekkelevetid. Både dekkelevetid og bæreevne på strekningen er dokumentert god nok. Mener med dette at forutsetning om dokumentasjon av meget homogene forhold på strekningen fra rapporten «Telehiv på nye norske vegger» fra 2012 er oppfylt, og at man dermed kan vurdere å lempe på de nye frostsikringskravene for denne strekningen på E6.

Fravik fra Håndbok N200 må uansett søkes og godkjennes.

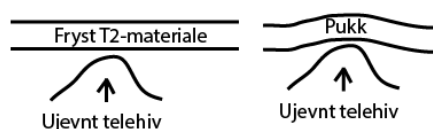
Gevinstene ved å ta vare på eksisterende veg er blant annet:

- Lettere trafikkavvikling under anleggsperioden, ettersom man ikke må grave inn i dagens veg
- Betydelig reduksjon av masser inn/ut
- Kostnader

Man kan også unngå å grave inn i eksisterende veg dersom man velger frostsikring med lettklinker/skumglass eller XPS, ettersom total overbygningstykkelse er mindre med disse metodene. Man kan også vurdere en utspleising i tverrprofilet av frostsikringslaget for å redusere inngrepet.

Når dagens veg har ligget såpass godt selv uten frostsikring, så er det naturlig å tenke at de to nye feltene kan bygges med en tilsvarende overbygning. Man bør dermed vurdere å benytte en noenlunde lik overbygning med T2-materialer i frostsikringslaget. Det er rimelig å anta at dette materialet har noe vanninnhold og fryser i løpet av vinteren.

Forsterkningslaget vil da ha en «bjelkeeffekt» som bidrar til å stå imot ujevnt telehiv i motsetning til et åpent forsterkningslag av pukk som ikke har de samme bindingene etter prinsippet i figuren under.



Figur 54: Tenkt prinsipp for motstand mot ujevnt telehiv for T2-materiale og pukk

Allikevel må det påregnes en del kostnader på de eksisterende to felt, blant annet fresing/oppretting for å fjerne dagens takfall, eventuell utskifting av stikkrenner, graving i forbindelse med nødvendige el/tele-omlegginger, eventuell forsterkning/masseutskifting av partier med registrert dårlig bæreevne samt reparasjon av lokale skader slik som sprekker.

For ytterligere dokumentasjon av frostpåvirkning av veggen kan man vurdere å gjennomføre IRI-målinger igjennom en vinter/vår sesong for å avdekke eventuelle ujevne telehiv.

6 Oppsummering og konklusjon

Det er ikke statistisk grunnlag for å si at FWD og TSD-målingene er like, men subjektivt sett så stemmer både variasjon og absolutte nedbøyningsverdier veldig godt på sammenligningsstrekningene. Man må huske på at FWD er en tilnærming til faktisk lastsituasjon med tunge kjøretøy, mens TSD-en faktisk er et tungt kjøretøy og at de måler prinsipielt ulikt. FWD er heller ingen fasit, men har vært brukt i sammenligningen ettersom utstyret og konseptet er så utbredt.

Målt nedbøyning og bæreevne på de ulike vegene stemmer bra overens med antagelser man hadde på forhånd i forhold til hvilke vegger som har relativt god og mindre god bæreevne. Selv om beregning av bæreevne i tonn fra TSD-målingene ser ut til å stemme greit overens med tilsvarende fra FWD så gjenstår det en del kalibrering og videreutvikling av denne formelen.

Erfaringene med TSD i denne oppgaven tilsier:

- TSD dekker store områder raskt, dersom været er tørt. I denne oppgaven ble 600 km målt på tre effektive dager
- Forstyrrer ikke trafikken, meget gunstig med tanke på HMS
- Data overleveres ferdig prosessert, og det er mange ulike måter å presentere og bruke denne på
- Kostnadene for TSD-målingene i denne oppgaven kom på cirka 1080 kr/km inkludert rigging, transport, prosessering av data og mva
- Man kan ha stor nytte av målingene for å kartlegge behov og prioritere tiltak på vegnettsnivå
- TSD-målinger kan også brukes på prosjektnivå for å planlegge behov for forsterkning og forsterkningstiltak på samme måte som FWD

Andre erfaringer og konklusjoner:

- Det er ikke lett å se en sammenheng mellom bæreevne og lagdeling fra georadarmålinger. Det kan gjøres etterregninger som gir mer informasjon om stivhet i de ulike lagene, og i den forbindelse vil georadarmålinger gi nyttig informasjon om nøyaktige lagtykkelser.
- SCI300 er en fin måte å vise bæreevne på og viser god sammenheng med bæreevne i tonn. Bæreevne i tonn er nok allikevel en mer forståelig og mindre abstrakt benevnelse å forholde seg til
- Ref E6 over Jønsberg så kan det være besparelser i optimalisering og gjenbruk av eksisterende vegkapital ved utbedring av veg

Basert på litteraturstudier, arbeid og analyser som er gjort så har jeg fått god erfaring med TSD-en og mener at utstyret er modent til bruk i tilstandskartlegging av det norske vegnettet. Både for å skaffe seg oversikt og kunne prioritere strekninger, men også for å planlegge vedlikeholds- og forsterkningstiltak på de enkelte vegstrekningene, i kombinasjon med befaring, vegbilder og eventuelt georadar.

7 Forslag til videre arbeider

I USA jobber Federal Highway Administration med et FoU-prosjekt på TSD med tittelen "Demonstration of Network Level Pavement Structural Evaluation with Traffic Speed Deflectometer". Rapport forventes sommeren 2016 og kan være interessant å ta en kikk på.

Det kommer også stadig ut nye artikler angående TSD fra mange ulike land, og det kan være verdi i å holde seg oppdatert på forskning som gjøres.

Videre arbeid som kan gjøres med utgangspunkt i denne oppgaven inkluderer

- Se mer på etterregninger fra TSD-målingene for å se på beregning av stivhet i de ulike lagene i vegoverbygningen
- Verifisere, kalibrere eller justere formel for beregning av bæreevne i tonn fra TSD-målingene
- Planlegge forsterkning/vedlikeholdstiltak på bakgrunn av TSD-målingene som er gjort, eller nye TSD-målinger for å skaffe erfaring fra dette
- Følge opp og gjøre nye målinger på noen av de strekningene som ble målt i denne oppgaven for å se på repeterbarhet og utvikling over tid
- Gjøre TSD-målinger i teleløsningen
- Se på sammenhenger mellom nedbøyningsmålinger og detaljert sporutvikling

Litteraturliste

- Aksnes, J., Myhre, Ø., Lindland, T., Berntsen, G., Aursand, P. O., Evensen, R. (2013) *Frostsikring av norske veger : grunnlag for revisjon av håndbok 018 Varige veger 2011–2014*. Oslo: Statens vegvesen.
- Baltzer, S., Pratt, D., Weligamage, J., Adamsen, J., Hildebrand, G. (2010) *Continuous Bearing Capacity Profile of 18.000 km Australian Road Network in 5 Months*. 24th ARRB Conference.
- Dahlen, J., Statens, V. & Vegdirektoratet. (2015) *Lærebok drift og vedlikehold av veger*. Oslo: Statens vegvesen. Nr. 365.
- Evensen, R., Statens, V. & Vegdirektoratet. (2015) *Forsterkning av veger: Varige veger 2011–2014*. Oslo: Statens vegvesen. Nr. 373.
- Evensen, R. (2015) *Dekkelevetid spor hovedveger i Region øst*. Vianova Plan og Trafikk
- Flintsch, G., Katicha, S., Bryce, J., Ferne, B., Nell, S. & Diefenderfer, B. (2013) *Assessment of Continuous Pavement Deflection Measuring Technologies*. Transportation Research Board.
- Greenwood Engineering A/S. (2015) *Traffic Speed Deflectometer* [Internett]. Tilgjengelig fra: <<https://www.greenwood.dk/tsd.php>> [Lest 19. november 2015].
- Hedfors, V., Hertenberg, J. F. (2015) *Oppgravingsprøver for Georadar – Fv 222, 202 og 24*. Veg- og geoteknikk, Veg- og materialteknologi. Region øst.
- Kannemeyer, L., Lategan, W., Mckellar, A. (2014) *Verification of Traffic Speed Deflectometer Measurements Using Instrumented Pavements in South Africa*. Pavement Evaluation Conference 2014.
- Katicha, S., Flintsch, G., Ferne, B. (2013) *Optimal Averaging and Localized Weak Spot Identification of Traffic Speed Deflectometer Measurements*. Transportation Research Record. Nr. 2367.
- Krarup, J., Rasmussen, S., Aagaard, L., Hjorth, P. (2006) *Output from the Greenwood Traffic Speed Deflectometer*. 22nd ARRB Group Conference Canberra.
- Krarup, J. (2015) *State-of-the-art of Traffic Speed Deflectometer (TSD)*. Bituminous Mixtures and Pavements VI.
- Løken, C., Utne, N., Pettersen-Dahl, Ø., Christensen, T., Strømsjordet, S., Antonsen, V. (2015) *Verdianalyse E6 Kolomoen – Moelv*. Statens vegvesen Region øst
- Løvlien, P. (2012) *E6 Kolomoen – Kåterud. Prøvegraving Uthus – Nordvi*. Løvlien Georåd
- Mork, H. (2014) *Bereevne for eksisterande veg*. Notat 991 Institutt for veg- og jernbanebygging. NTNU
- Muller, W.B. (2015) *A comparison of TSD, FWD and GPR field measurements*. Non-Destructive Testing in Civil Engineering.

Rasmussen, S., Krarup, J., Hildebrand, G. (2002) *Non-contact Deflection Measurement at High Speed*. 6th International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields.

Roberts, J., Ai, U., Toole, T., Martin, T. (2013) *Traffic Speed Deflectometer: Data Review and Lessons Learnt, Austroads Project AT1730 Report*. Victoria: ARRB.

Saarenketo, T., Munro, R., Matintupa, A. (2012) *ROADDEX IV Benefits & Savings – achieving more with less*. ROADDEX.

Statens vegvesen. (1999) *Vegbygging [håndbok 018]*. Oslo: Statens vegvesen, Vegdirektoratet.

Statens vegvesen. (2011) *Vegbygging [håndbok 018]*. Oslo: Statens vegvesen, Vegdirektoratet.

Statens vegvesen. (2014a) *Feltundersøkelser [håndbok R211]*. Oslo: Statens vegvesen, Vegdirektoratet.

Statens vegvesen. (2014b) *Vegbygging [håndbok N200]*. Oslo: Statens vegvesen, Vegdirektoratet.

Østen, T. (2015a) *Georadarmåling Fv202 Hp2 meter 2000–3000 nordgående felt*. Lab- og vegteknologiseksjonen. Region Midt.

Østen, T. (2015b) *Georadarmåling Fv202 Hp4 meter 3900–4900 nordgående felt*. Lab- og vegteknologiseksjonen. Region Midt.

Østen, T. (2015c) *Georadarmåling Fv222 Hp1 meter 5900–6900 nordgående felt*. Lab- og vegteknologiseksjonen. Region Midt.

Østen, T. (2015d) *Georadarmåling Fv222 Hp1 meter 10500–11500 nordgående felt*. Lab- og vegteknologiseksjonen. Region Midt.

Østen, T. (2015e) *Georadarmåling Fv24 Hp1 meter 3200–4200 sørgående felt*. Lab- og vegteknologiseksjonen. Region Midt.

Østen, T. (2015f) *Georadarmåling Fv24 Hp2 meter 4000–5000 sørgående felt*. Lab- og vegteknologiseksjonen. Region Midt.

Øvstedal, E., Henning, J.-E., Aksnes, J., Hoff, I., Jensen, G., Refsdal, G., Vegdirektoratet & Statens, V. (2012) *Telehiv på nye norske veger : hvorfor, og hva kan gjøres for å unngå dette?* Oslo: Vegdirektoratet.

Zofka, A., Sudyka, J., Maliszewski, M., Harasim, P., Sybilski, D. (2014) *Alternative Approach for Interpreting Traffic Speed Deflectometer Results*. Transportation Research Record 2014.

Vedlegg

Innhold

Vedlegg	69
Tabeller i vedlegg	70
Figurer i vedlegg	71
Vedlegg 1 – Oppgavetekst.....	72
Vedlegg 2 – Sammenheng mellom FWD- og TSD-målinger	78
Vedlegg 3 – Bæreevneberegninger	91
Vedlegg 4 – Frostdimensjonering av E6 over Jønsberg	100

Tabeller i vedlegg

Tabell V1: Regresjonsanalyse oppsummert.....	90
Tabell V2: Plandokumenters omtale av eksisterende veg E6 Kolomoen – Kåterud	100
Tabell V3: Overbygning med frostsikring med knust fjell	101
Tabell V4: Beregning av styrkeindeks for frostsikring med knust fjell.....	102
Tabell V5: Overbygning med frostsikring med lettklinker/skumglass	103
Tabell V6: Beregning av styrkeindeks med frostsikring av lettklinker/skumglass	104
Tabell V7: Overbygning med frostsikring med XPS	105
Tabell V8: Beregning av styrkeindeks med frostsikring av XPS.....	106
Tabell V9: Enhetspriser for beregning av kostnader.....	107
Tabell V10: Kostnader for overbygning uten frostsikring (kun kostnader for forsterkningslag)	107
Tabell V11: Kostnader for overbygning med frostsikring med knust fjell.....	107
Tabell V12: Kostnader for overbygning med frostsikring med lettklinker/skumglass	107
Tabell V13: Kostnader for overbygning med frostsikring med XPS	108
Tabell V14: Sammenstilling av alternative metoder for frostsikring	108

Figurer i vedlegg

Figur V1: Sammenstilling d0 FWD/TSD – Fv 202 Hp 04 m 3900 – 4900	78
Figur V2: Sammenstilling d0 FWD/TSD – Fv 222 Hp 01 m 5900 – 6900	78
Figur V3: Sammenstilling d0 FWD/TSD – Fv 222 Hp 01 m 10500 – 11500	79
Figur V4: Sammenstilling d0 FWD/TSD – Fv 24 Hp 01 m 4000 – 5000	79
Figur V5: Sammenstilling d0 FWD/TSD – Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4100	80
Figur V6: Sammenstilling SCI300 FWD/TSD – Fv 202 Hp 04 m 3900 – 4900	80
Figur V7: Sammenstilling SCI300 FWD/TSD – Fv 222 Hp 01 m 5900 – 6900.....	81
Figur V8: Sammenstilling SCI300 FWD/TSD – Fv 222 Hp 01 m 10500 – 11500	81
Figur V9: Sammenstilling SCI300 FWD/TSD Fv 24 Hp 01 m 4000 – 5000	82
Figur V10: Sammenstilling SCI300 FWD/TSD Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4100	82
Figur V11: d0 og SCI300 på Fv 24 plottet basert på feil metrering	83
Figur V12: Regresjonsanalyse d0 TSD/FWD Fv 202 Hp 02 m 2000 – 3000	84
Figur V13: Regresjonsanalyse SCI300 TSD/FWD Fv 202 Hp 02 m 2000 – 3000	84
Figur V14: Regresjonsanalyse d0 TSD/FWD Fv 202 Hp 04 m 3900 – 4900	85
Figur V15: Regresjonsanalyse SCI300 TSD/FWD Fv 202 Hp 04 m 3900 – 4900	85
Figur V16: Regresjonsanalyse d0 TSD/FWD Fv 222 Hp 01 m 5900 – 6900	86
Figur V17: Regresjonsanalyse SCI300 TSD/FWD Fv 222 Hp 01 m 5900 – 6900	86
Figur V18: Regresjonsanalyse d0 TSD/FWD Fv 222 Hp 01 m 10500 – 11500	87
Figur V19: Regresjonsanalyse SCI300 TSD/FWD Fv 222 Hp 01 m 10500 – 11500.....	87
Figur V20: Regresjonsanalyse d0 TSD/FWD Fv 24 Hp 01 m 4000 – 5000	88
Figur V21: Regresjonsanalyse SCI300 TSD/FWD Fv 24 Hp 01 m 4000 – 5000	88
Figur V22: Regresjonsanalyse d0 TSD/FWD Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4100	89
Figur V23: Regresjonsanalyse SCI300 TSD/FWD Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4100	89
Figur V24: Beregnet bæreevne plottet mot d0 og d0 – d200 Fv 202 Hp 02 m 2000 – 3000.	91
Figur V25: Beregnet bæreevne plottet mot d0 og d0 – d200 Fv 202 Hp 04 m 3900 – 4900	91
Figur V26: Beregnet bæreevne plottet mot d0 og d0 – d200 Fv 222 Hp 01 m 5900 – 6900.	92
Figur V27: Beregnet bæreevne plottet mot d0 og d0 – d200 Fv 222 Hp 01 m 10500 – 11500	92
Figur V28: Beregnet bæreevne plottet mot d0 og d0 – d200 Fv 24 Hp 01 m 4000 – 5000...	93
Figur V29: Beregnet bæreevne plottet mot d0 og d0 – d200 Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4100 ..	93
Figur V30: Sammenheng i bæreevne FWD/TSD Fv 202 Hp 04 m 3900 – 4900	94
Figur V31: Sammenheng i bæreevne FWD/TSD Fv 222 Hp 01 m 5900 – 6900.....	94
Figur V32: Sammenheng i bæreevne FWD/TSD Fv 222 Hp 01 m 10500 – 11500.....	95
Figur V33: Sammenheng i bæreevne FWD/TSD Fv 24 Hp 01 m 4000 – 5000	95
Figur V34: Sammenheng i bæreevne FWD/TSD Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4100	96
Figur V35: Beregnet bæreevne for FWD og TSD Fv 202 Hp 04 m 3900 – 4900	97
Figur V36: Beregnet bæreevne for FWD og TSD Fv 222 Hp 01 m 5900 – 6900	97
Figur V37: Beregnet bæreevne for FWD og TSD Fv 222 Hp 01 m 10500 – 11500	98
Figur V38: Beregnet bæreevne for FWD og TSD Fv 24 Hp 01 m 4000 – 5000	98
Figur V39: Beregnet bæreevne for FWD og TSD Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4100	99
Figur V40: Figur 511.4 fra HB N200 (2014)	101
Figur V41: Tykkelse isolasjonslag fra figur 511.6 i HB N200.....	103
Figur V42: Tykkelse isolasjonslag fra figur 511.7 i HB N200.....	105

Vedlegg 1 – Oppgavetekst

MASTEROPPGAVE

(BA6904, masteroppgave)

VÅREN 2016

for

Vegar Antonsen

Måling med Traffic Speed Deflectometer på riks- og fylkesveger i Hedmark høsten 2015

BAKGRUNN

Et av de første registrene som ble etablert i det som da var forløperen til Nasjonal Vegdatabank, NVDB, var det såkalte Bæreevnerregisteret. I 1965 ble bæreevnen på hele det daværende norske riksvegnettet målt med Benkelmansbjelke, med en punktavstand på 50 m. Etter hvert kom dette bæreevnerregisteret i utakt med tilstanden på vegnettet, delvis grunnet et tilfeldig vedlikehold av registeret. Det ble derfor gjennomført en ny oppmåling 1976, delvis med de da nyinnkjøpte fem Dynaflectene fra Vegdirektoratet, men også da ble mesteparten av vegnettet målt med Benkelmansbjelke. Etter hvert fikk alle fylkesadministrasjonene i Statens vegvesen med unntak av Hedmark/Oppland egne Dynaflecter, og i de påfølgende årene ble det utført årlige bæreevne målinger på store deler av vegnettet. Ajourholdet av bæreevnerregisteret var imidlertid en kritisk faktor, både grunnet tungvinte og manuelle rutiner, og manglende lokal datakunnskap. Etter som årene gikk kunne derfor ikke bæreevnerregisteret spille den viktige rollen det var tiltenkt i forbindelse med prioritering og dimensjonering av forsterkningstiltak, og Dynaflectene begynte etter hvert å bli utslitt. I mellomtiden hadde det også kommet nytt utstyr på markedet, og noen av fylkene/regionene i Statens vegvesen gikk til innkjøp av fallodd. Bruken av disse ble likevel aldri så omfattende som det som hadde vært tilfelle for Dynaflect, delvis fordi fokus i etaten skiftet i retning av mer funksjonelle tilstandsparametre. Alle disse utstyrene lider imidlertid også under det faktum at de må stoppe opp hver gang det skal utføres målinger, noe som må utføres punktvis. Dette er både et kapasitets- og et trafiksikkerhetsproblem, i tillegg til at det kan bli et spørsmål om representativitet for de aktuelle målepunktene. Det er likevel utviklet rutiner for beregning av verdi for strekningsbæreevne basert på de punktvis målingene, men det er alltid en viss fare for at en kan misse kritiske partier. Det var derfor lenge et ønske om å få utstyr som på samme måte som for spor og jevnhet kan måle nedbøyninger kontinuerlig og i trafikkhastighet.

Danmark har i mange tiår vært langt framme når det gjelder måling og tolkning av nedbøyninger, og det var derfor en naturlig videreføring av utviklingen som har skjedd der når det gjelder fallodd når det første kommersielle utstyret for kontinuerlige nedbøyningsmålinger i trafikkfart ble utviklet og testet i Danmark tidlig på 2000-tallet. Fram til nå er det produsert åtte enheter av dette utstyret, kalt Traffic Speed Deflectometer (TSD), og det er fire slike enheter i Europa og de resterende i Sør-Afrika, Kina, USA og Australia. Det har lenge vært et ønske om å prøve ut dette utstyret for norske forhold, og i forbindelse med denne masteroppgaven har det endelig lyktes å få en utstyrsenhet til Norge og å utføre kontinuerlige nedbøyningsmålinger på deler av det norske vegnettet. Dette ble utført i Hedmark høsten 2015.

OPPGAVE

Beskrivelse av oppgaven

Kandidaten skal i denne oppgaven sette seg inn i og beskrive prinsippene som ligger til grunn for målingene med TSD, planlegge og administrere de fysiske målingene i felt og presentere delvis prosesserte måledata fra målingene. I sammenheng med TSD-målingene skal også relevante tilleggsmålinger presenteres, og der det er aktuelt brukes til å forklare eventuelle avvikende eller uventede resultater. Aktuelle grunnlagsdata fra NVDB skal også brukes til samme formål.

TSD-målingene er utført ved en statisk aksellast på 10 t, men lasten vil på grunn av dynamiske bevegelser i hjuloppheng og fjæringssystem variere med vegens jevnhet. Falloddsmålinger er normalt utført med en impulslast på ca 50 kN, men også her varierer lasten noe, delvis grunnet variasjon i underlagets stivhet. Selv om disse laststørrelsene er sammenlignbare, er det variasjoner i lastpulsens form og frekvens som gjør at en ikke kan forvente samme nedbøyningsverdier. Kandidaten skal se på og dokumentere sammenligningsmålinger fra andre steder i verden, og en skal også sammenligne resultater fra TSD- og falloddsmålinger fra målingene i Hedmark. Basert på en sammenligning av TSD-målingene og de aktuelle tilleggsmålingene skal det utarbeides et forslag til tolkning av bæreevne fra TSD-målingene. Denne tolkningsprosedyren skal så brukes til å beregne strekningsbæreevne på deler av det målte vegnettet der det ikke foreligger andre nedbøyningsmålinger. En skal vurdere realismen i disse beregningene, og sammen med resultater fra andre kilder søke å forklare eventuelle uventede og/eller avvikende resultater.

For strekningen av E6 over Stange som skal utvides fra to til fire felt skal TSD-målingene sammen med annet grunnlagsmateriale brukes til en vurdering av hvordan kapitalen i vegens vegkropp kan bevares i størst mulig grad i forbindelse med utvidelsen.

Til slutt skal det gjøres en vurdering av metodens potensiale for bruk på det norske vegnettet. Erfaringene fra målingene høsten 2015 skal oppsummeres, og hvis mulig skal dette også inneholde en vurdering av om brukspotensialet er forskjellig på ulike deler av vegnettet.

Målsetting og hensikt

Målet med oppgaven er å undersøke hvordan nedbøyningsmålinger med TSD kan utnyttes for å dokumentere og vedlikeholde informasjon om strukturell tilstand for norske vegnett, og å vurdere om dette kan være et kostnadseffektivt hjelpemiddel for vurdering av forsterkningsbehov og bevaring av eksisterende vegkapital.

Deloppgaver og forskningsspørsmål

Oppgaven omfatter følgende deloppgaver:

- **Litteraturstudium** – en beskrivelse av teorien bak og virkemåte for utstyret, samt en kortfattet oppsummering av internasjonale studier knyttet til målinger med TSD.
- **Presentasjon av aktuelle strekninger og målinger på disse.** Resultatet fra prosessen med utvelgelse av aktuelle forsøksstrekninger skal presenteres, og et utvalg av de delvis prosesserte måleverdiene fra disse strekningene skal presenteres.
- **Sammenligning av måledata fra TSD og FWD.** For de strekningene der det foreligger både TSD- og falloddsmålinger skal det utføres en statistisk sammenligning av et utvalg verdier fra nedbøyningsbassenget.

- **Tolking av bæreevne fra TSD-målingene.** Basert på de samme parallelle målingene skal det gjennomføres forsøk på å beregne bæreevne basert på TSD-målingene. Disse skal sammenlignes statistisk med beregningene basert på falloddsmålingene.
- **Beregning av strekningsbæreevne fra TSD-målinger.** For et utvalg av de strekningene der en ikke har parallelle nedbøyingsmålinger skal strekningsbæreevnen beregnes basert på TSD-målingene, basert på metodikken utviklet i punktet foran. Det skal foretas en rimelighetsvurdering av de funne verdiene, basert på andre aktuelle tilleggsopplysninger fra målinger og/eller registerverdier.
- **Bevaring av vegkapital på E6 over Stange.** For E6-stekningen som skal utvides fra to til fire felt over Stange skal det på basis av TSD-målingene vurderes om og i tilfelle hvordan vegkapitalen i eksisterende vegkonstruksjon kan bevares i størst mulig grad i forbindelse med den forestående utvidelsen.
- **Vurdering av potensialet for utnyttelse av TSD-målinger i Norge.** Erfaringer fra målingene skal oppsummeres, og det skal vurderes om i hvilken grad det kan forventes at TSD-målinger kan være et nyttig hjelpemiddel for bæreevne- og forsterkningsvurderinger for norske veier.

GENERELT

Opgaveteksten er ment som en ramme for kandidatens arbeid. Justeringer vil kunne skje underveis, når en ser hvordan arbeidet går. Eventuelle justeringer må skje i samråd med faglærer ved instituttet.

Ved bedømmelsen legges det vekt på grundighet i bearbeidningen og selvstendigheten i vurderinger og konklusjoner, samt at framstillingen er velredigert, klar, entydig og ryddig uten å være unødig voluminøs.

Besvarelsen skal inneholde

- standard rapportforside (automatisk fra DAIM, <http://daim.idi.ntnu.no/>)
- tittelside med ekstrakt og stikkord (mal finnes på siden <http://www.ntnu.no/bat/skjemabank>: 3) Om Masteroppgaven)
- sammendrag på norsk og engelsk (studenter som skriver sin masteroppgave på et ikke-skandinavisk språk og som ikke behersker et skandinavisk språk, trenger ikke å skrive sammendrag av masteroppgaven på norsk)
- hovedteksten
- oppgaveteksten (denne teksten signert av faglærer) legges ved som Vedlegg 1.

Besvarelsen kan evt. utformes som en vitenskapelig artikkel for internasjonal publisering. Besvarelsen inneholder da de samme punktene som beskrevet over, men der hovedteksten omfatter en vitenskapelig artikkel og en prosessrapport.

Råd og retningslinjer for masteroppgaven finnes på programmets nettsider.

http://videre.ntnu.no/pages/mastergrader/erfaringsbasert_masterprogram_i_veg_og_jernbane/priser_og_betinger/

Hva skal innleveres?

Rutiner knyttet til innlevering av masteroppgaven er nærmere beskrevet på <http://daim.idi.ntnu.no/>. Trykking av masteroppgaven bestilles via DAIM direkte til Skipnes Trykkeri som leverer den trykte oppgaven til instituttkontoret 2-4 dager senere. Instituttet betaler for trykkingen, og 1 eksemplar blir sendt til studenten. Ekstra eksemplarer må bekostes av kandidaten/ ekstern samarbeidspartner.

Videre skal kandidaten levere innleveringsskjemaet (fra DAIM) Innleveringsskjema sendes til NTNU VIDERE.

Dokumentasjon som med instituttets støtte er samlet inn under arbeidet med oppgaven skal leveres inn sammen med besvarelsen.

Besvarelsen er etter gjeldende reglement NTNUs eiendom. Eventuell benyttelse av materialet kan bare skje etter godkjenning fra NTNU (og ekstern samarbeidspartner der dette er aktuelt). Instituttet har rett til å bruke resultatene av arbeidet til undervisnings- og forskningsformål som om det var utført av en ansatt. Ved bruk ut over dette, som utgivelse og annen økonomisk utnyttelse, må det inngås særskilt avtale mellom NTNU og kandidaten.

Helse, miljø og sikkerhet (HMS):

NTNU legger stor vekt på sikkerheten til den enkelte arbeidstaker og student. Den enkeltes sikkerhet skal komme i første rekke og ingen skal ta unødige sjanser for å få gjennomført arbeidet. Studenten

skal derfor ved uttak av masteroppgaven få utdelt brosjyren ”Helse, miljø og sikkerhet ved feltarbeid m.m. ved NTNU”.

Dersom studenten i arbeidet med masteroppgaven skal delta i feltarbeid, tokt, befarings- eller feltkurs eller ekskursjoner, skal studenten sette seg inn i ”Retningslinje ved feltarbeid m.m.”. Dersom studenten i arbeidet med oppgaven skal delta i laboratorie- eller verkstedarbeid skal studenten sette seg inn i og følge reglene i ”Laboratorie- og verkstedhåndbok”. Disse dokumentene finnes på fakultetets HMS-sider på nettet, se <http://www.ntnu.no/ivt/adm/hms/>. Alle studenter som skal gjennomføre laboratoriearbeid i forbindelse med prosjekt- og masteroppgave skal gjennomføre et web-basert TRAINOR HMS-kurs. Påmelding på kurset skjer til daniel.erland@ntnu.no

Studenter har ikke full forsikringsdekning gjennom sitt forhold til NTNU. Dersom en student ønsker samme forsikringsdekning som tilsatte ved universitetet, anbefales det at han/hun tegner reiseforsikring og personskadeforsikring. Mer om forsikringsordninger for studenter finnes under samme lenke som ovenfor.

Oppstart og innleveringsfrist:

Frist innlevering masterkontrakt **15. august**, frist innlevering masteroppgaven **15. mai**

Hovedveileder ved NTNU: Helge Mork

Veiledere i egen organisasjon : Geir Berntsen, Statens vegvesen Region øst

Institutt for bygg, anlegg og transport, NTNU

Dato: rev. 21.04.2016

Underskrift



Faglærer

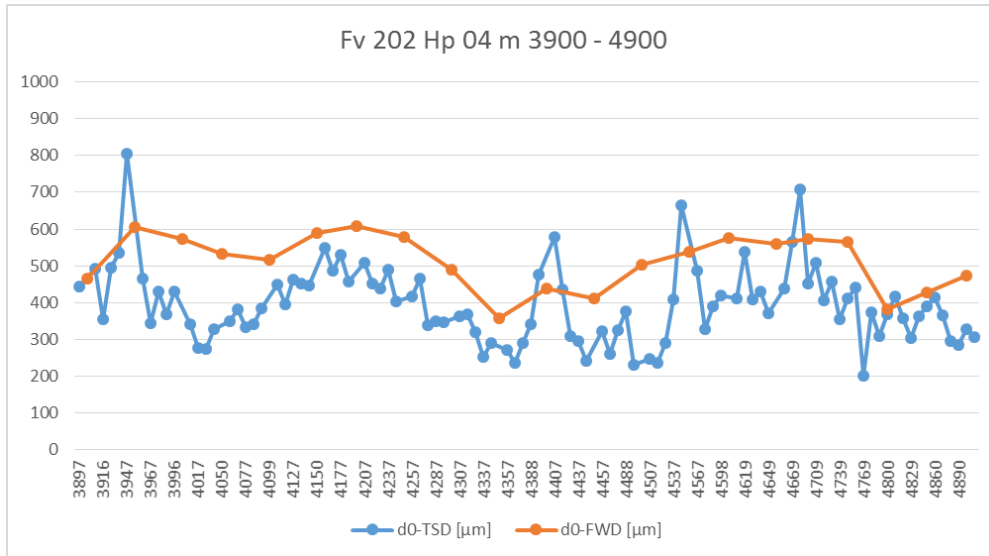
Vedlegg 2 – Sammenheng mellom FWD- og TSD-målinger

2-1 Grafisk sammenstilling av FWD- og TSD-målinger

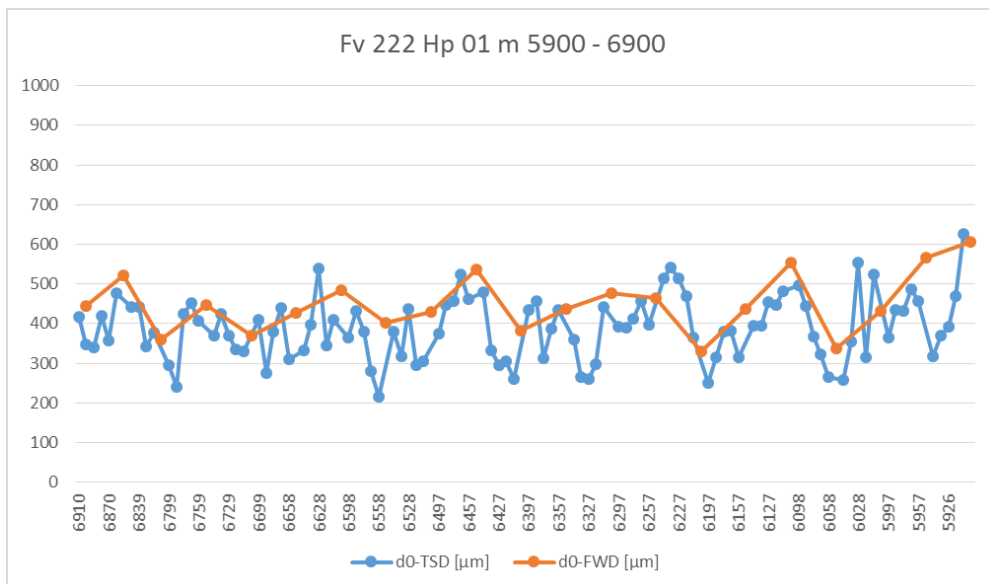
Følgende grafer demonstrerer sammenhengen mellom FWD og TSD målinger på teststrekningene.

På grafer i dette kapitlet er det gjennomgående at TSD har blå farge, mens FWD er oransje.

Maksimal nedbøyning – d0

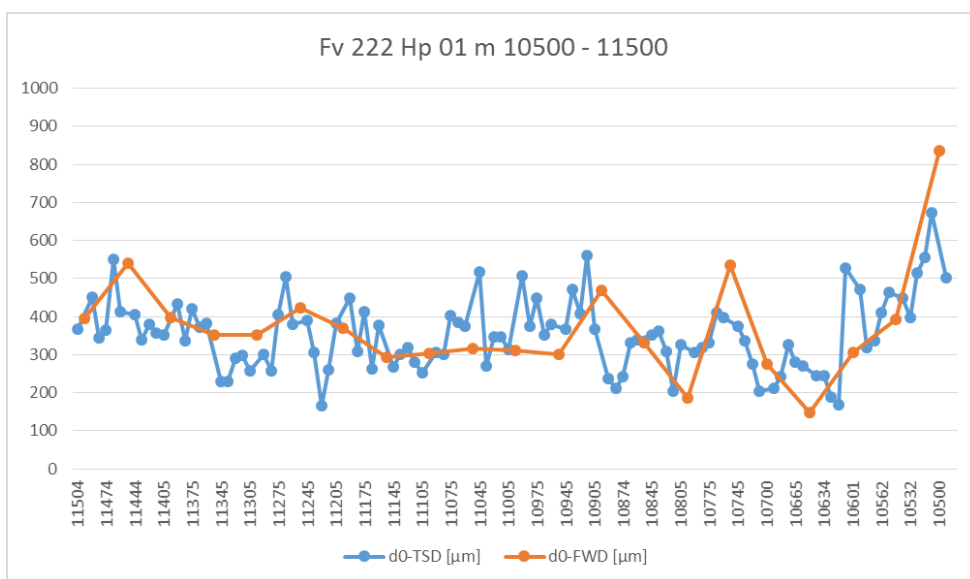


Figur V1: Sammenstilling d0 FWD/TSD – Fv 202 Hp 04 m 3900 – 4900

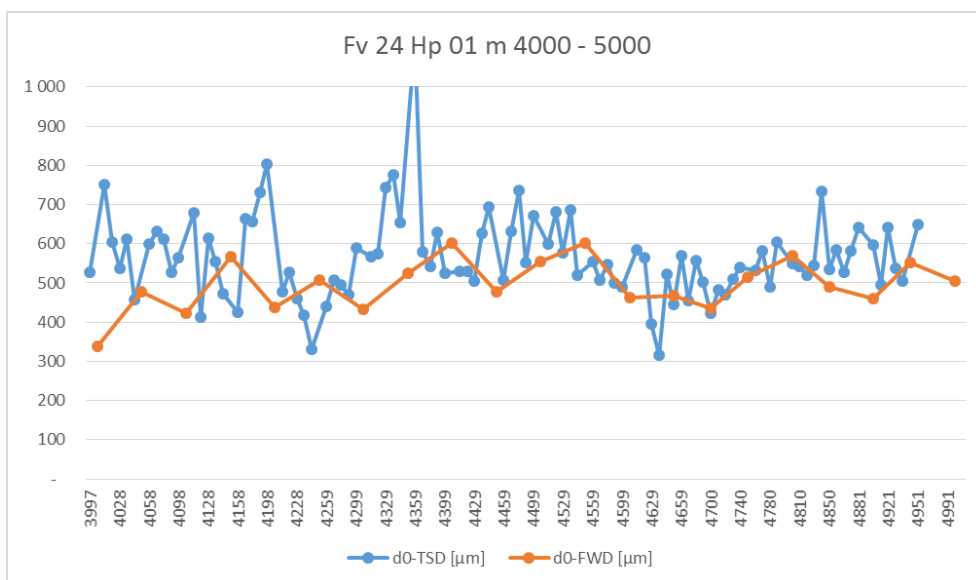


Figur V2: Sammenstilling d0 FWD/TSD – Fv 222 Hp 01 m 5900 – 6900

Vedlegg 2

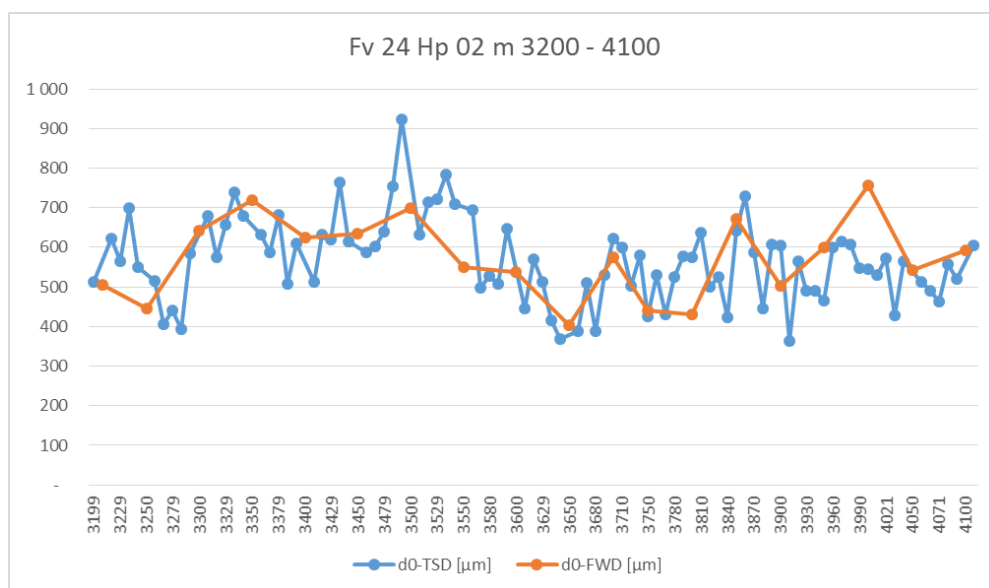


Figur V3: Sammenstilling d0 FWD/TSD – Fv 222 Hp 01 m 10500 – 11500



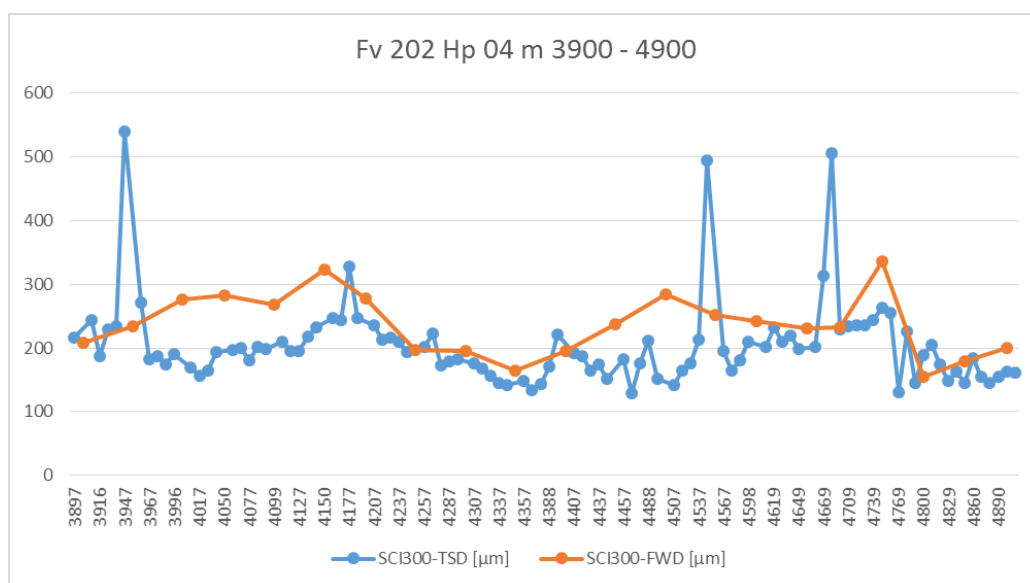
Figur V4: Sammenstilling d0 FWD/TSD – Fv 24 Hp 01 m 4000 – 5000

Vedlegg 2



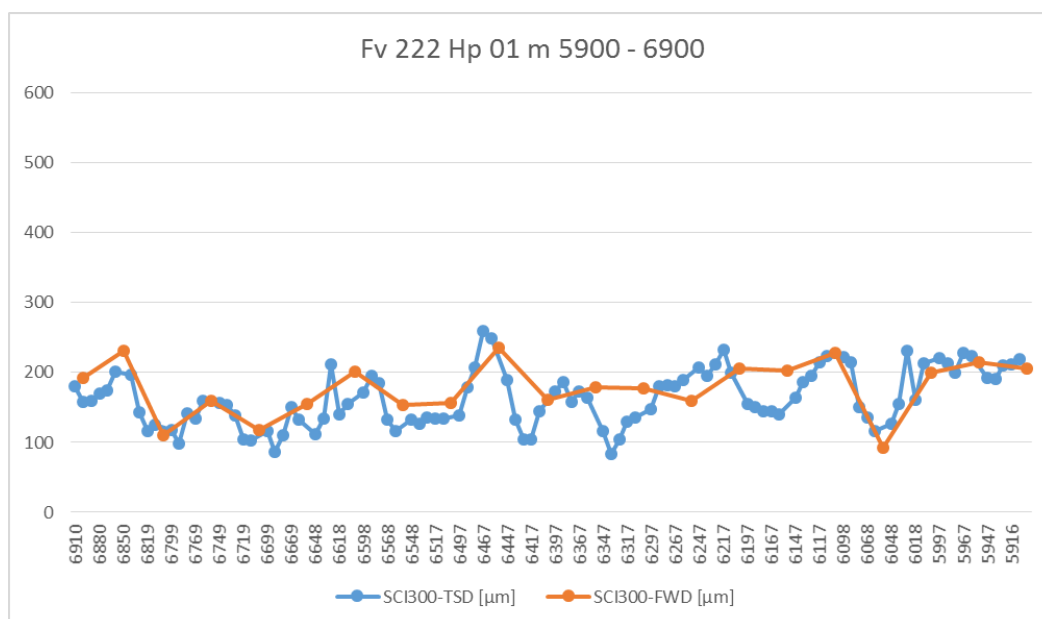
Figur V5: Sammenstilling d0 FWD/TSD – Fv 24 Hp 02 m 3200 – 4100

Bæreevne – SCI300

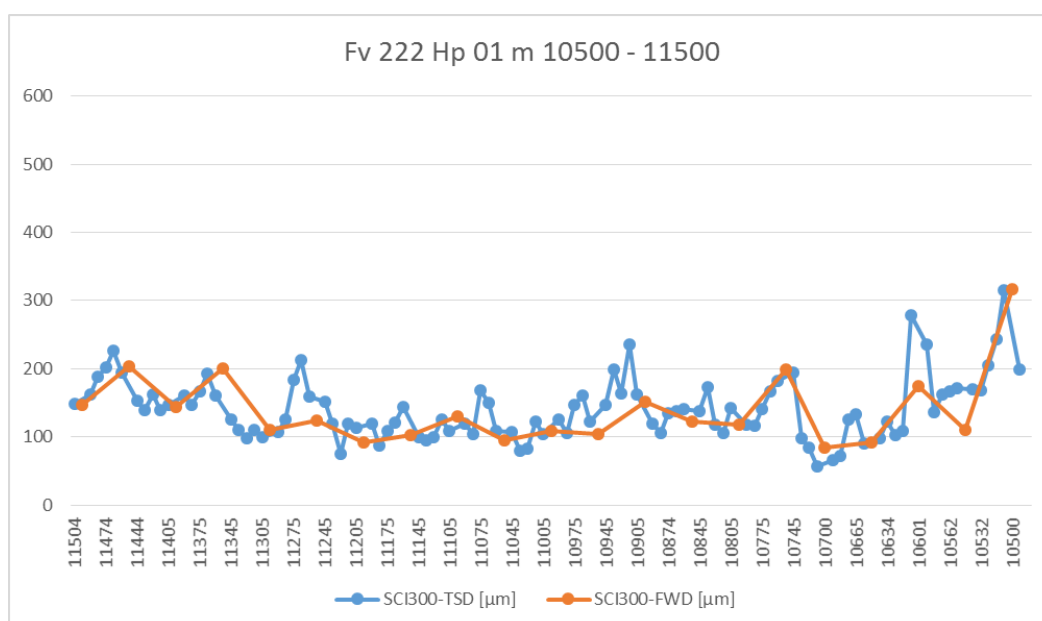


Figur V6: Sammenstilling SCI300 FWD/TSD – Fv 202 Hp 04 m 3900 – 4900

Vedlegg 2

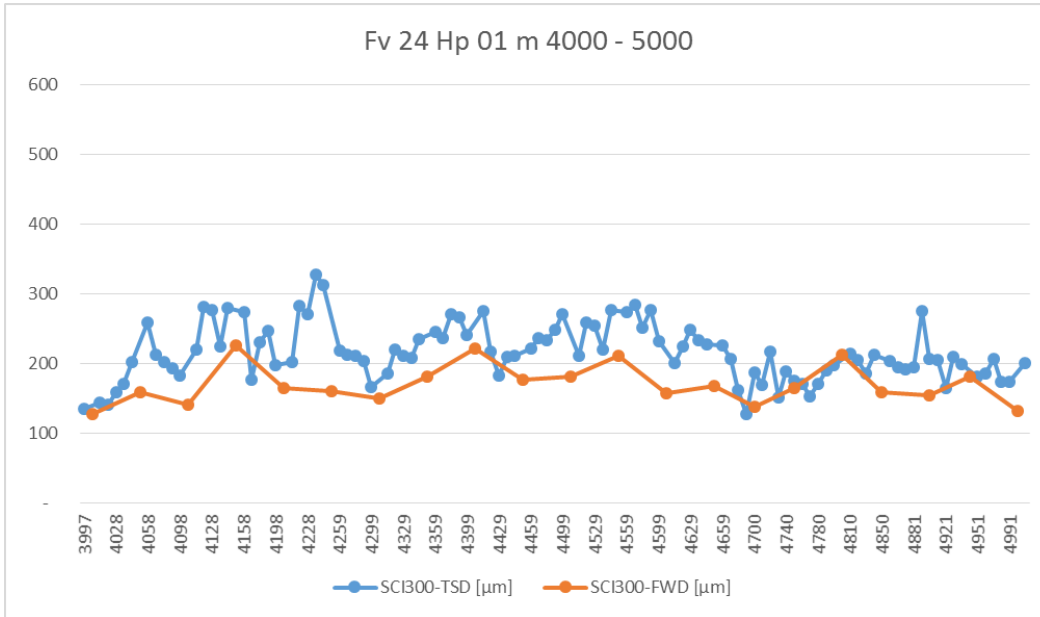


Figur V7: Sammenstilling SCI300 FWD/TSD – Fv 222 Hp 01 m 5900 – 6900

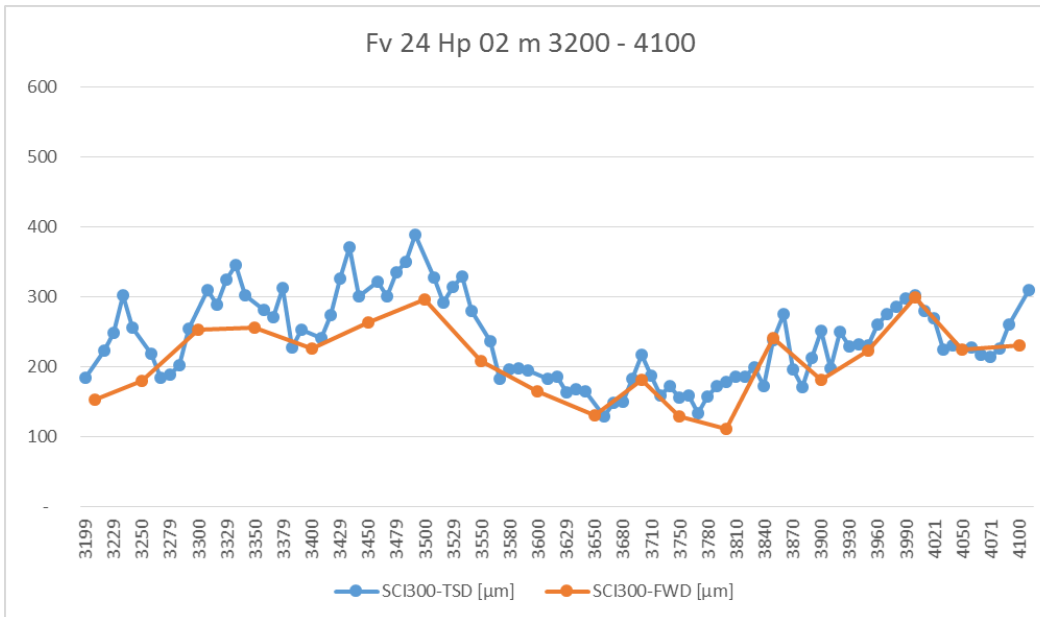


Figur V8: Sammenstilling SCI300 FWD/TSD – Fv 222 Hp 01 m 10500 – 11500

Vedlegg 2



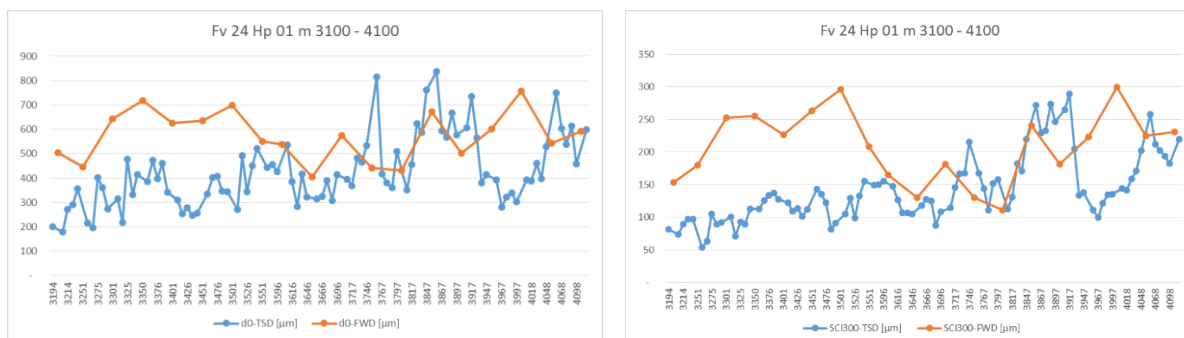
Figur V9: Sammenstilling SCI300 FWD/TSD Fv 24 Hp 01 m 4000 - 5000



Figur V10: Sammenstilling SCI300 FWD/TSD Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4100

Feil på fallodsmålinger

Data for fallodsmålinger på den ene strekningen på Fv 24 ble først levert med feil hvor samme datasett ble gitt på to forskjellige strekninger. Dette ble oppdaget når resultatene ble plottet mot hverandre og det tilsynelatende var liten sammenheng mellom FWD og TSD-resultatene.

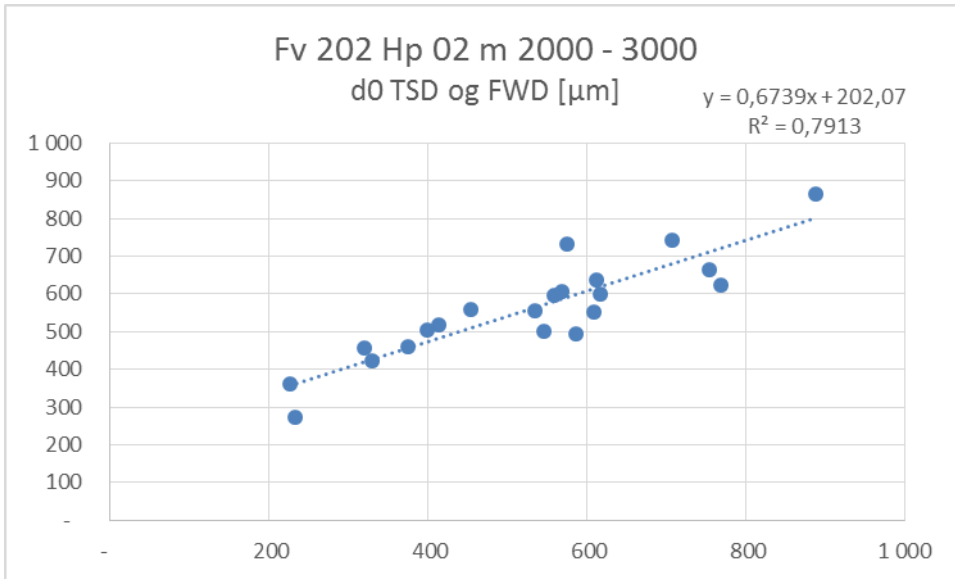


Figur V11: d0 og SCI300 på Fv 24 plottet basert på feil metring

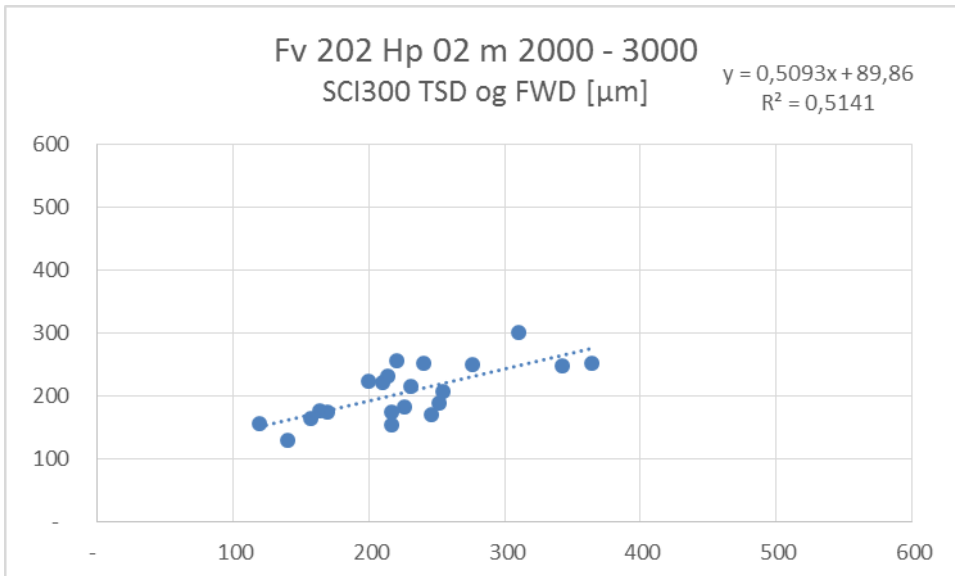
Det ble stilt spørsmål om dette til de som utførte målingene, og antagelsen ble bekreftet av Odd Durban Hansen, Førstekonsulent ved Vegteknologiseksjonen i Vegdirektoratet (epost, 21. februar 2016). Data med riktig metring ble sendt over og benyttet videre i analysene.

2-2 Regresjonsanalyse av FWD- og TSD-målinger

TSD-verdier er langs x-aksen og FWD-verdier langs y-aksen.

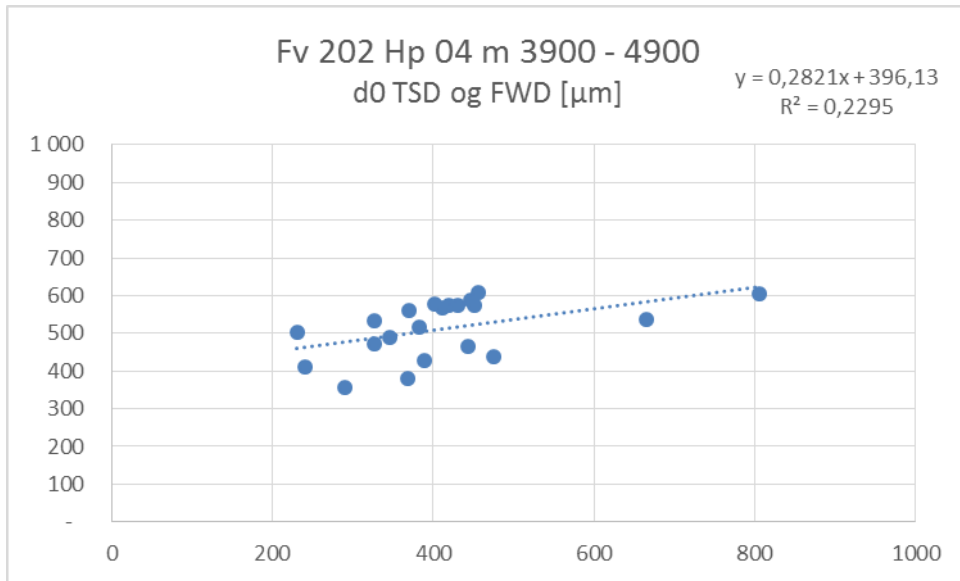


Figur V12: Regresjonsanalyse d0 TSD/FWD Fv 202 Hp 02 m 2000 - 3000

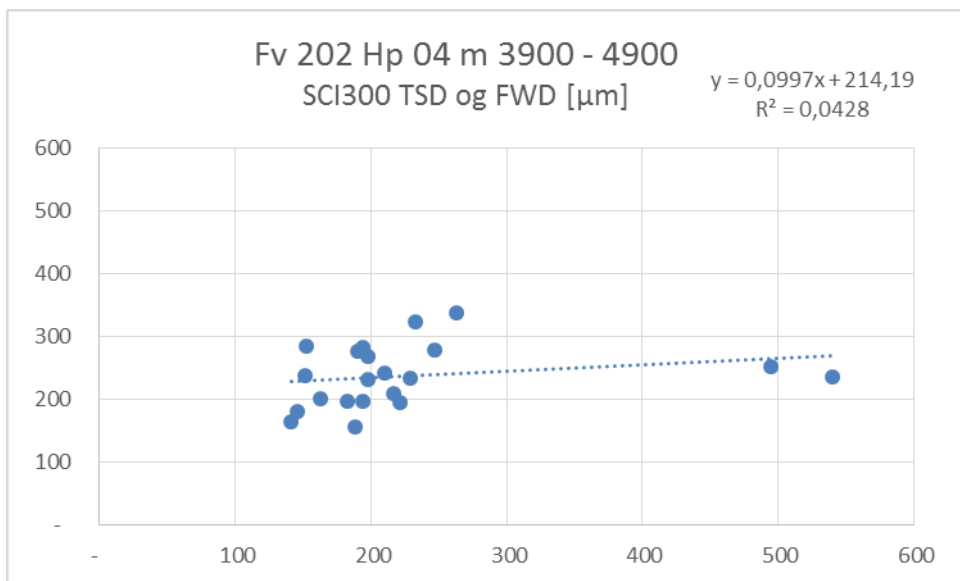


Figur V13: Regresjonsanalyse SCI300 TSD/FWD Fv 202 Hp 02 m 2000 - 3000

Vedlegg 2

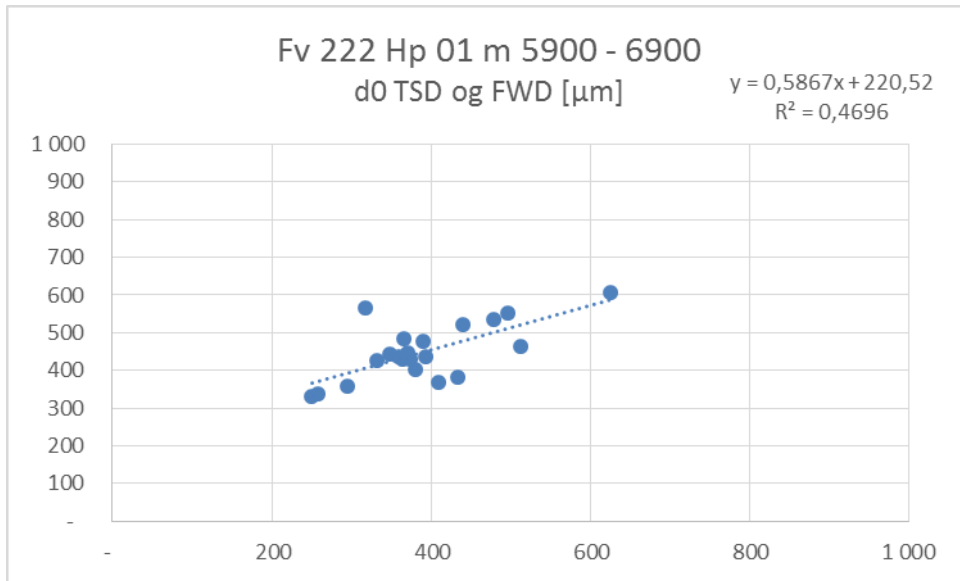


Figur V14: Regresjonsanalyse d0 TSD/FWD Fv 202 Hp 04 m 3900 - 4900

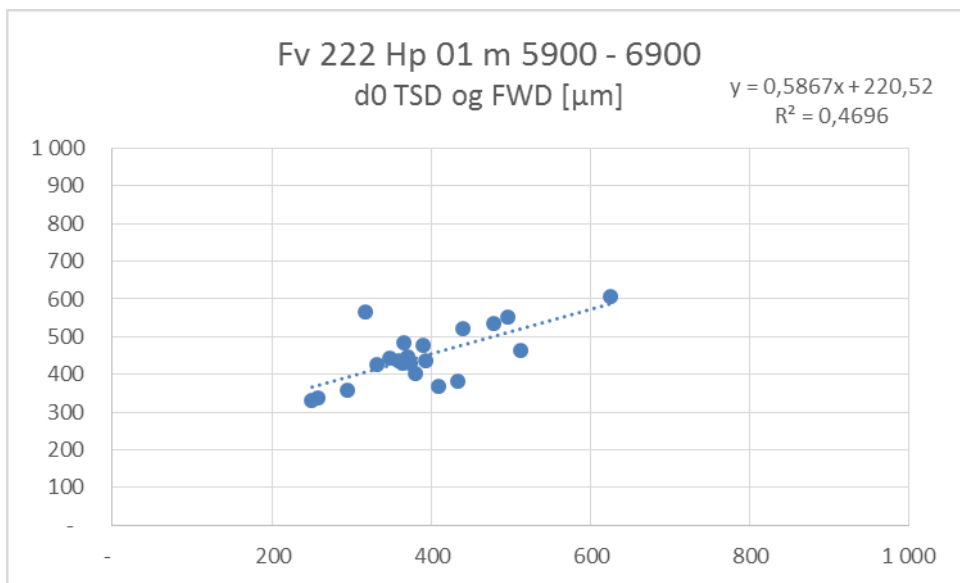


Figur V15: Regresjonsanalyse SCI300 TSD/FWD Fv 202 Hp 04 m 3900 - 4900

Vedlegg 2

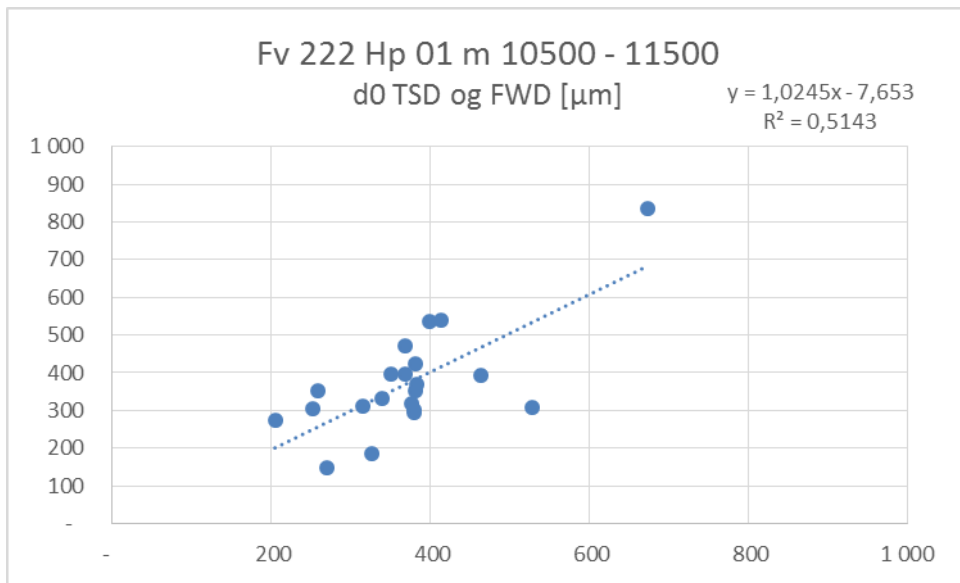


Figur V16: Regresjonsanalyse d0 TSD/FWD Fv 222 Hp 01 m 5900 - 6900

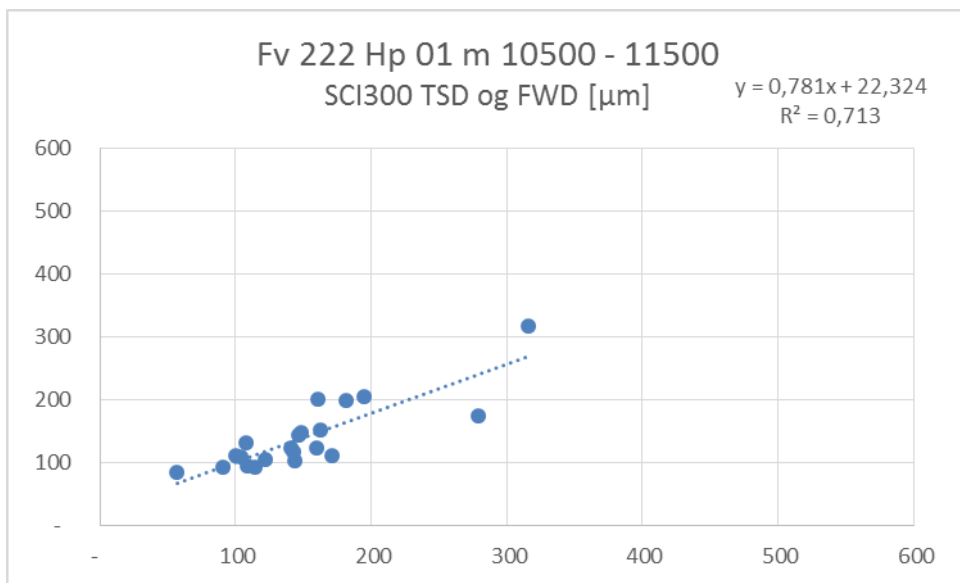


Figur V17: Regresjonsanalyse SCI300 TSD/FWD Fv 222 Hp 01 m 5900 - 6900

Vedlegg 2

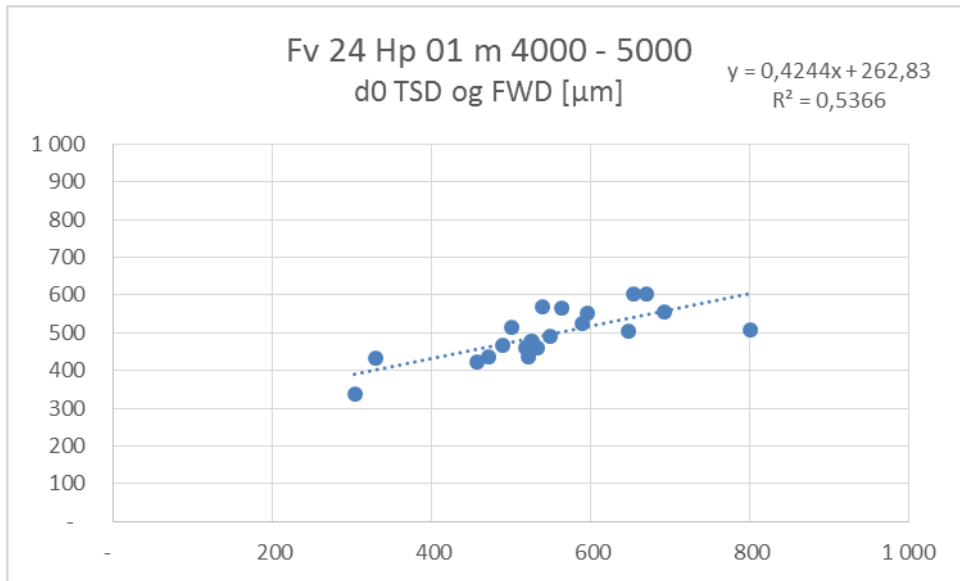


Figur V18: Regresjonsanalyse d0 TSD/FWD Fv 222 Hp 01 m 10500 - 11500

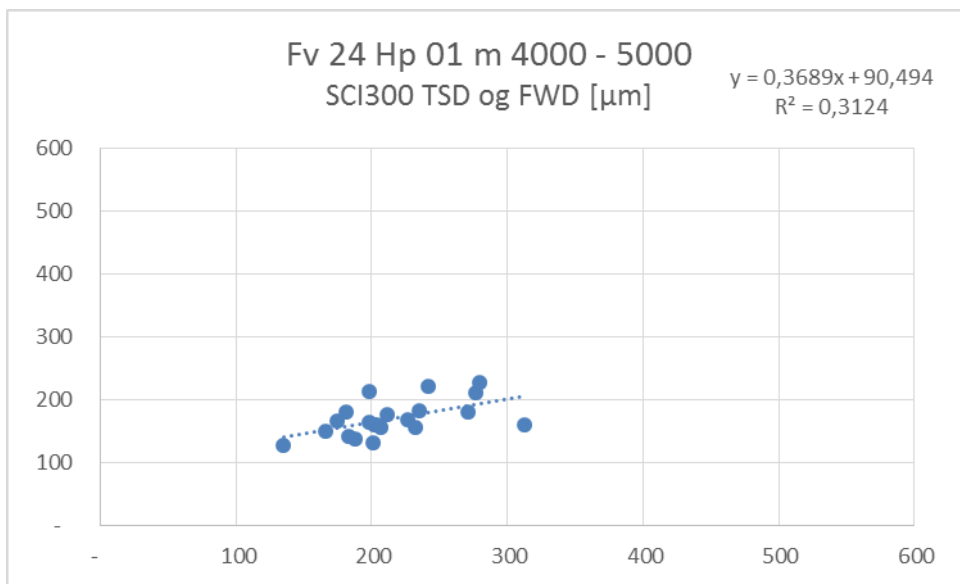


Figur V19: Regresjonsanalyse SCI300 TSD/FWD Fv 222 Hp 01 m 10500 - 11500

Vedlegg 2

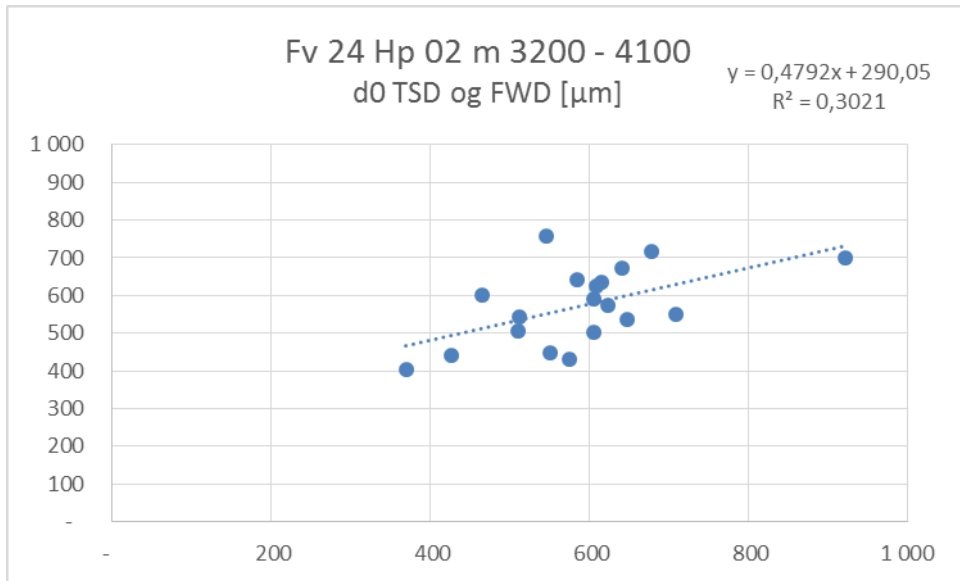


Figur V20: Regresjonsanalyse d0 TSD/FWD Fv 24 Hp 01 m 4000 - 5000

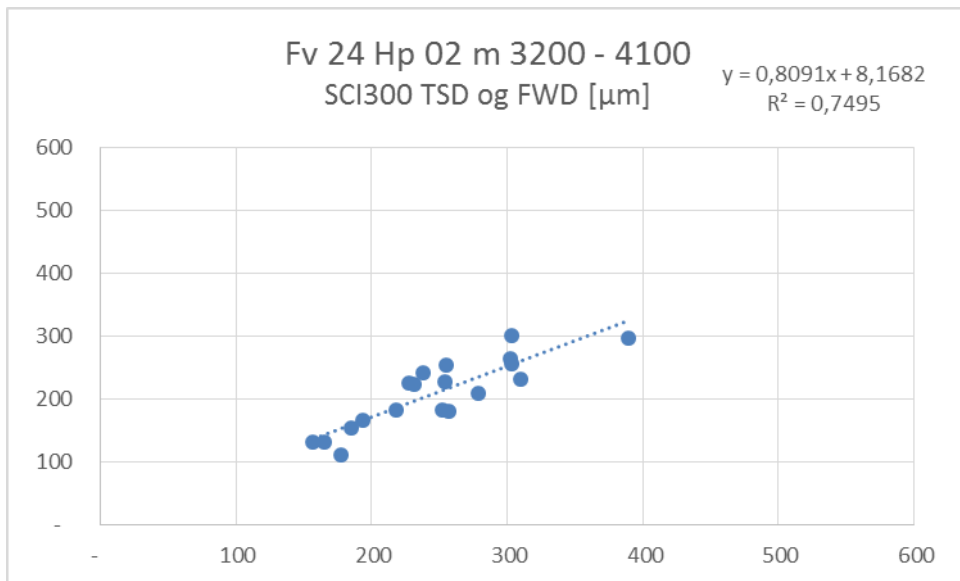


Figur V21: Regresjonsanalyse SCI300 TSD/FWD Fv 24 Hp 01 m 4000 - 5000

Vedlegg 2



Figur V22: Regresjonsanalyse d0 TSD/FWD Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4100



Figur V23: Regresjonsanalyse SCI300 TSD/FWD Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4100

Vedlegg 2

Vegstrekning	Parameter	Stigningstall	R ²
Fv 202 Hp 02 m 2000 - 3000	d0	0,67	0,79
	SCI300	0,51	0,51
Fv 202 Hp 04 m 3900 - 4900	d0	0,28	0,23
	SCI300	0,10	0,04
Fv 222 Hp 01 m 5900 - 6900	d0	0,59	0,47
	SCI300	0,76	0,50
Fv 222 Hp 01 m 10500 - 11500	d0	1,03	0,51
	SCI300	0,78	0,71
Fv 24 Hp 01 m 4000 - 5000	d0	0,42	0,54
	SCI300	0,37	0,31
Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4100	d0	0,48	0,30
	SCI300	0,81	0,75
Samlet	d0	0,60	0,52
	SCI300	0,48	0,40

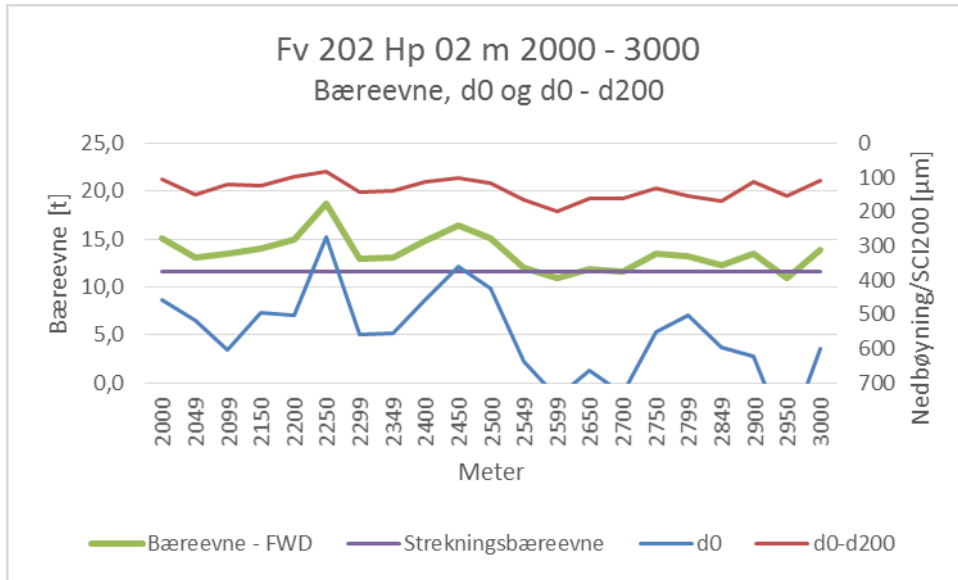
Tabell V1: Regresjonsanalyse oppsummert

Fra oppsummeringen i tabellen over ser vi at ingen R²-verdier er over 0,8, altså er sammenhengen mellom TSD og FWD usikker basert på regresjonsanalysen. I denne analysen er det riktignok ikke tatt hensyn til potensielle målefeil eller avvik som kan ha innvirkning på R²-verdi.

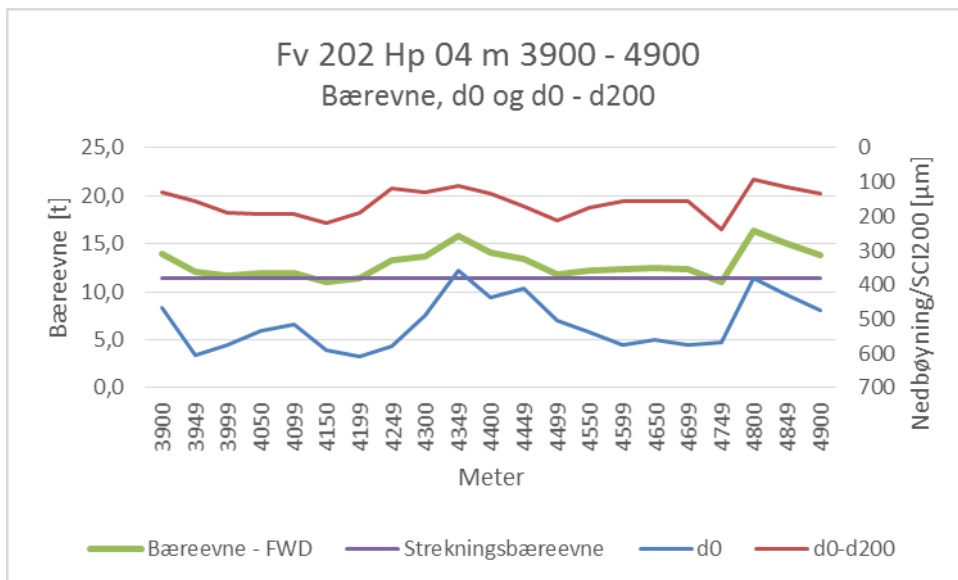
Vedlegg 3 – Bæreevneberegninger

3-1 Bæreevne med falloddsmålinger

Følgende plott viser beregnet bæreevne for strekningene. I tillegg til bæreevne er strekningsbæreevne, maksimal deformasjon – d0 og d0 – d200 (SCI200) plottet for å kunne si noe om det er d0 eller d0 – d200 som bidrar til endring i bæreevne.

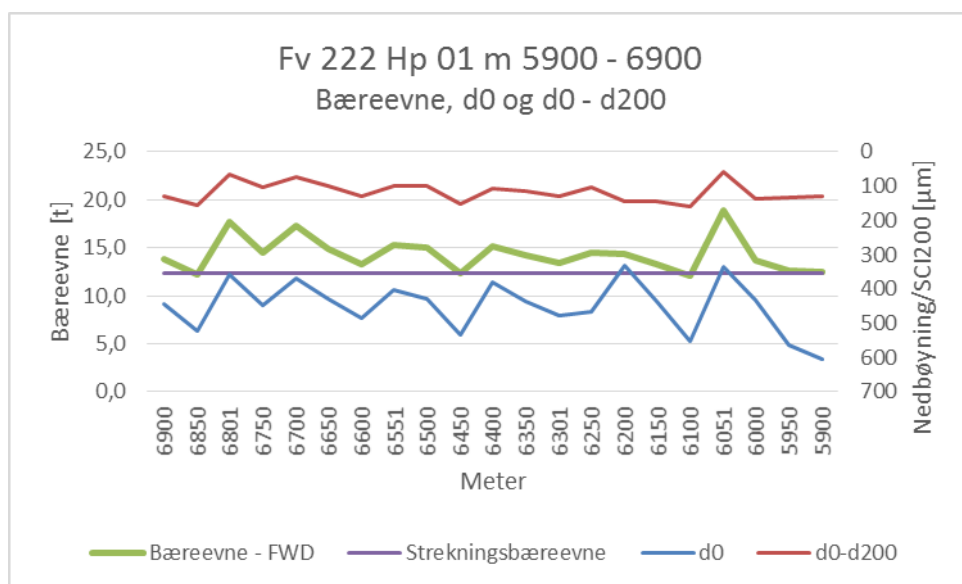


Figur V24: Beregnet bæreevne plottet mot d0 og d0 – d200 Fv 202 Hp 02 m 2000 – 3000

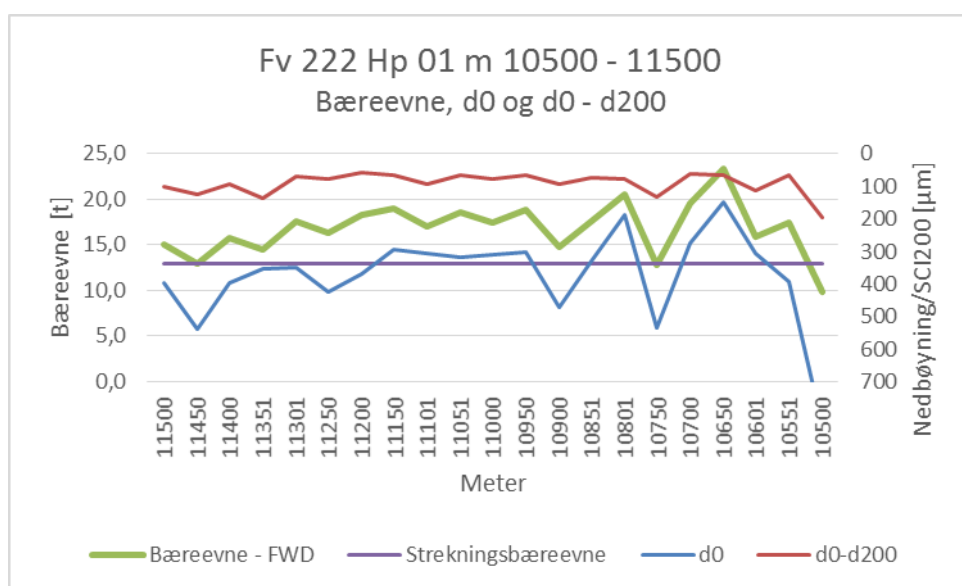


Figur V25: Beregnet bæreevne plottet mot d0 og d0 – d200 Fv 202 Hp 04 m 3900 – 4900

Vedlegg 3

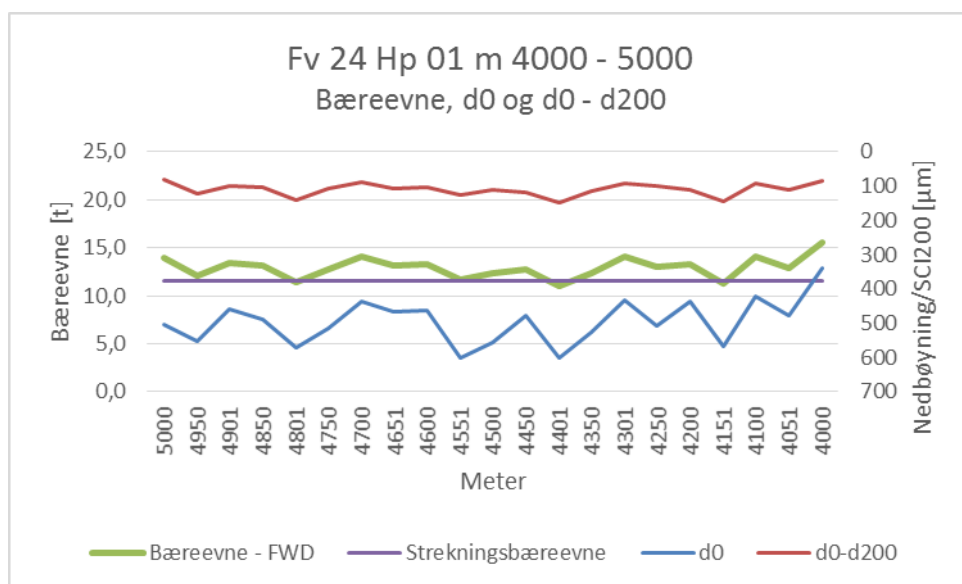


Figur V26: Beregnet bæreevne plottet mot d0 og d0 - d200 Fv 222 Hp 01 m 5900 - 6900

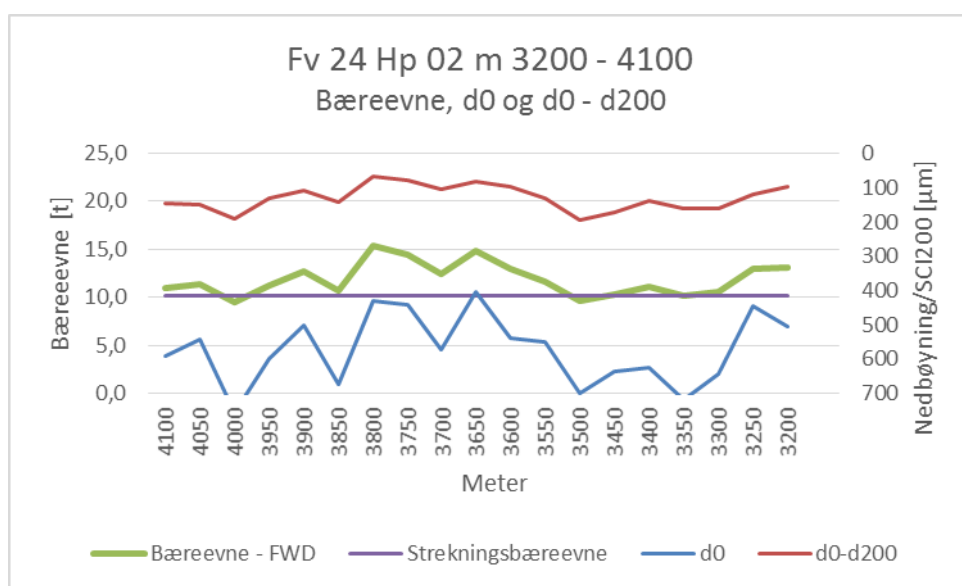


Figur V27: Beregnet bæreevne plottet mot d0 og d0 - d200 Fv 222 Hp 01 m 10500 - 11500

Vedlegg 3



Figur V28: Beregnet bæreevne plottet mot d0 og d0 - d200 Fv 24 Hp 01 m 4000 - 5000

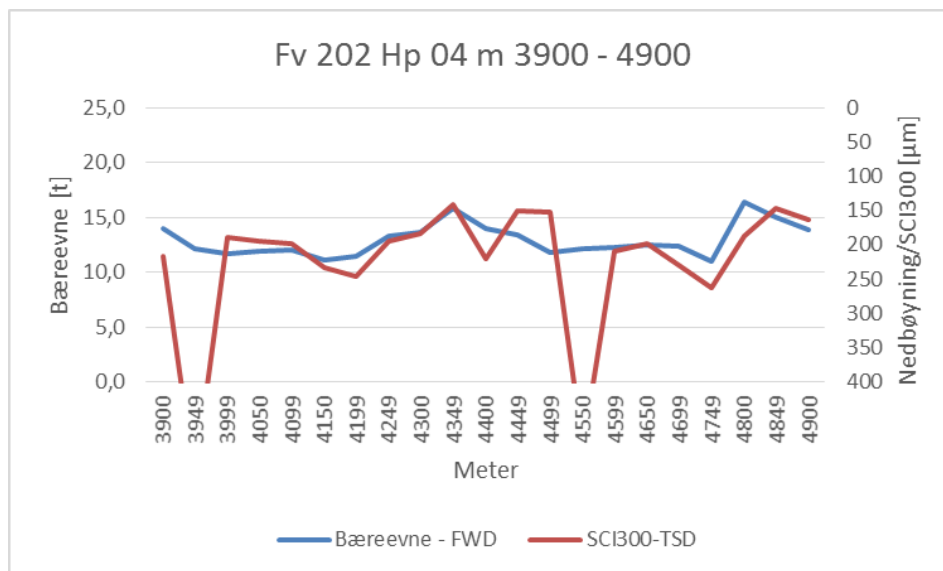


Figur V29: Beregnet bæreevne plottet mot d0 og d0 - d200 Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4100

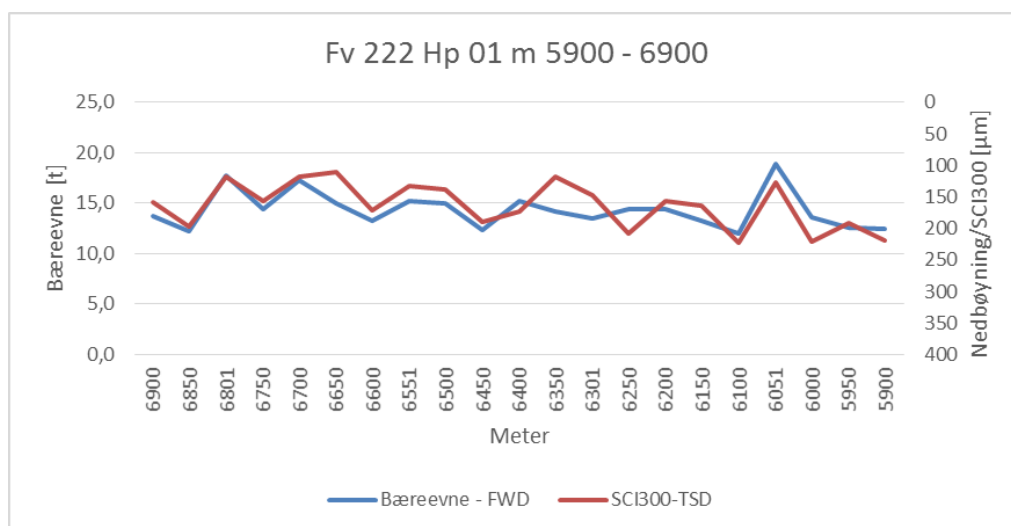
Det registreres at bæreevnen ligger over 10 tonn på nesten alle punkter.

3-2 Bæreevne med TSD

På følgende grafer er beregnet bæreevne i tonn fra fallodsmålinger plottet mot SCI300-verdier fra TSD-målingene. Bæreevne i tonn på y-aksen på venstre siden, og SCI300-verdier på høyre side.

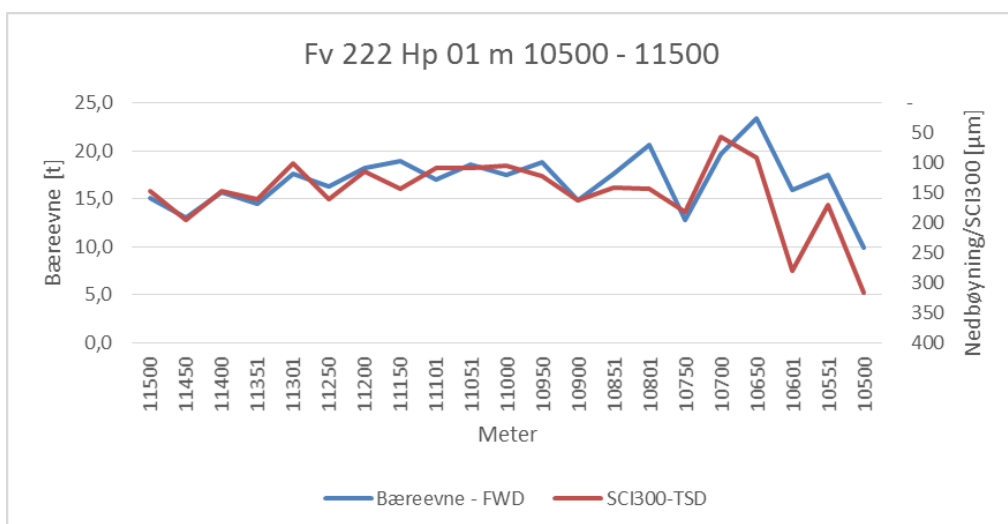


Figur V30: Sammenheng i bæreevne FWD/TSD Fv 202 Hp 04 m 3900 - 4900

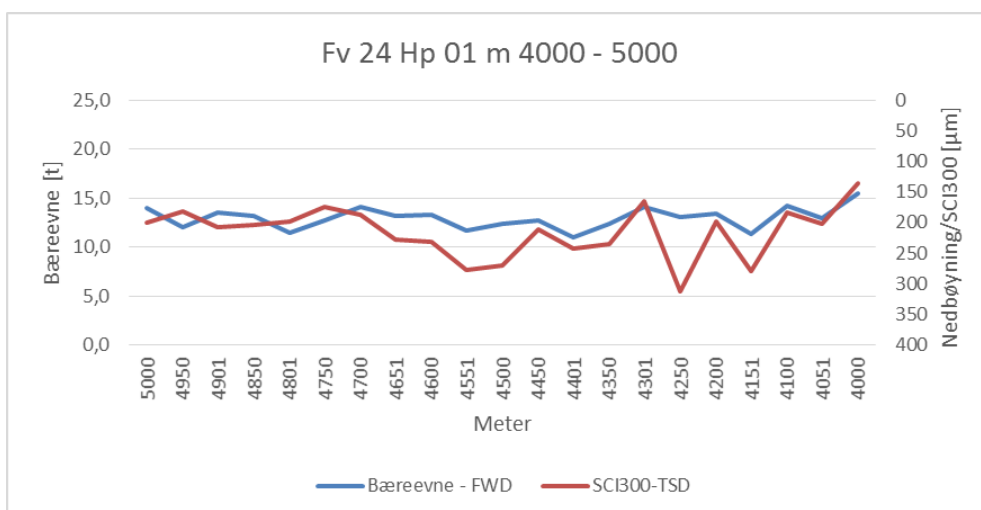


Figur V31: Sammenheng i bæreevne FWD/TSD Fv 222 Hp 01 m 5900 - 6900

Vedlegg 3

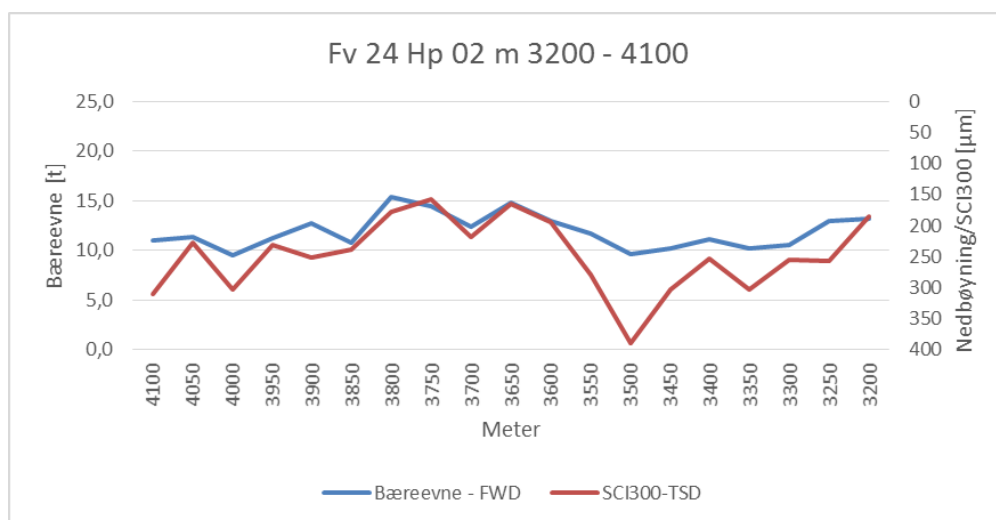


Figur V32: Sammenheng i bæreevne FWD/TSD Fv 222 Hp 01 m 10500 - 11500



Figur V33: Sammenheng i bæreevne FWD/TSD Fv 24 Hp 01 m 4000 - 5000

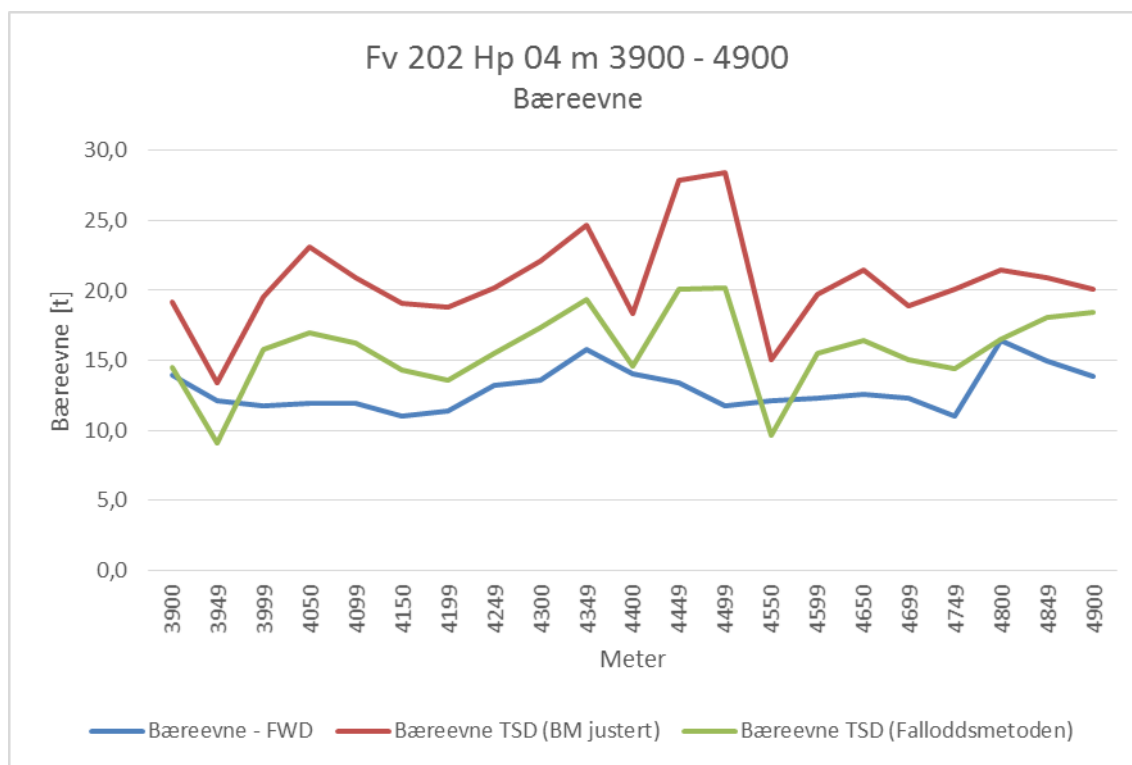
Vedlegg 3



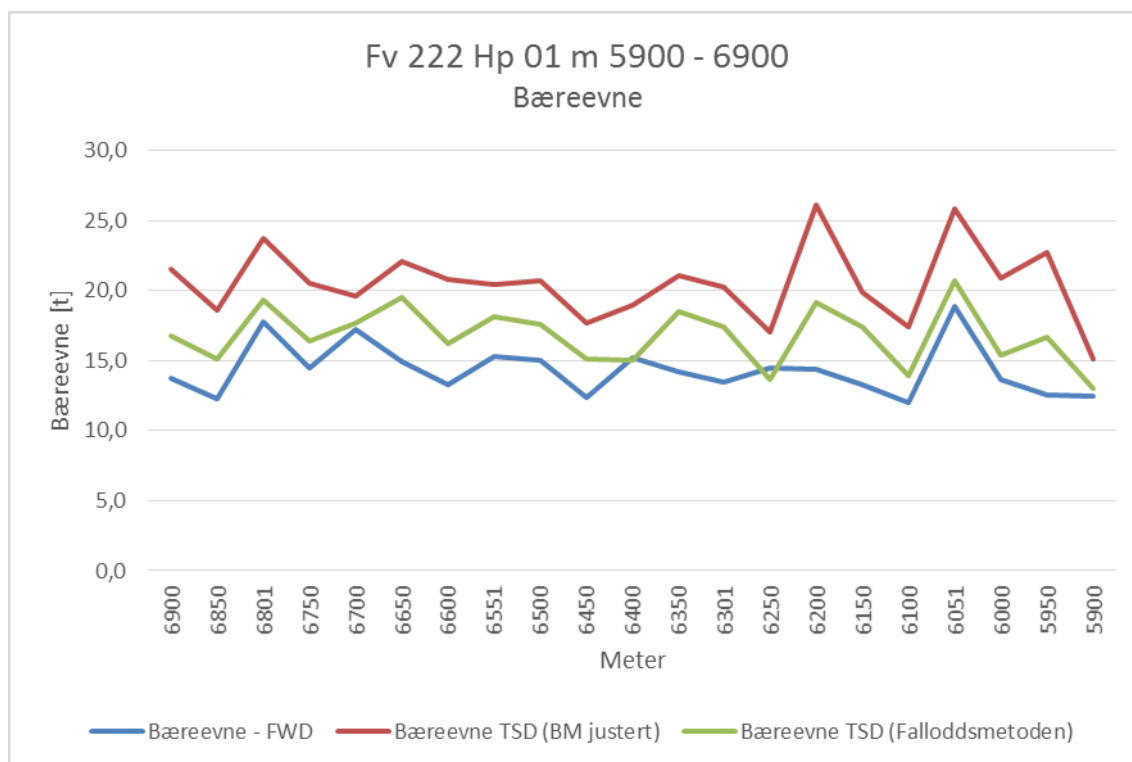
Figur V34: Sammenheng i bæreevne FWD/TSD Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4100

3-3 Beregne bæreevne i tonn fra TSD-målinger

Grafene viser beregnet bæreevne basert på FWD-målingene, TSD-målingene med «BM justert» og TSD-målingene med «Falloddsmetoden».

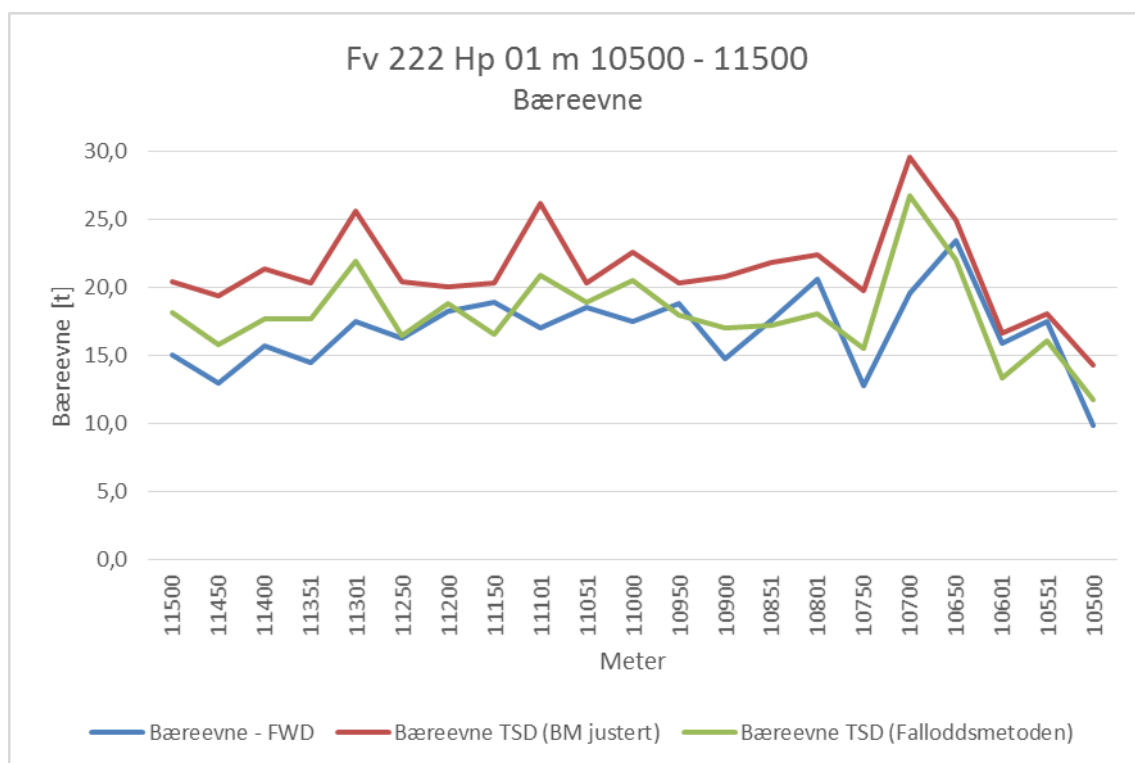


Figur V35: Beregnet bæreevne for FWD og TSD Fv 202 Hp 04 m 3900 - 4900

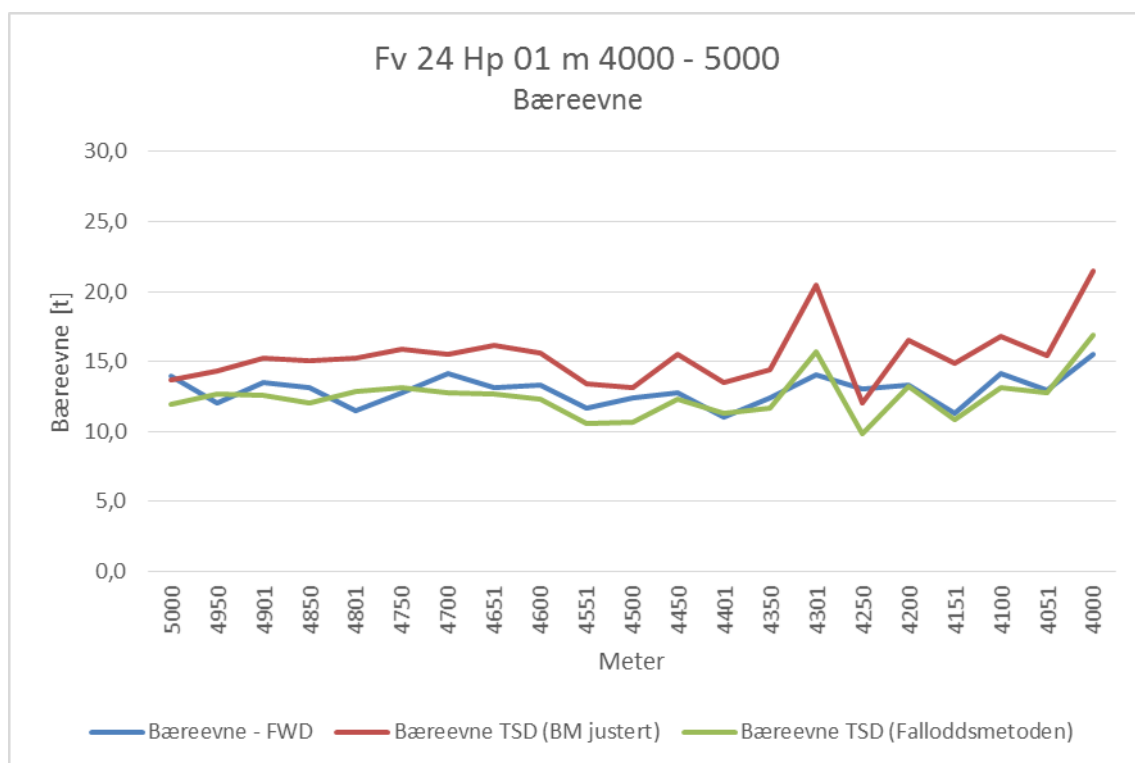


Figur V36: Beregnet bæreevne for FWD og TSD Fv 222 Hp 01 m 5900 - 6900

Vedlegg 3

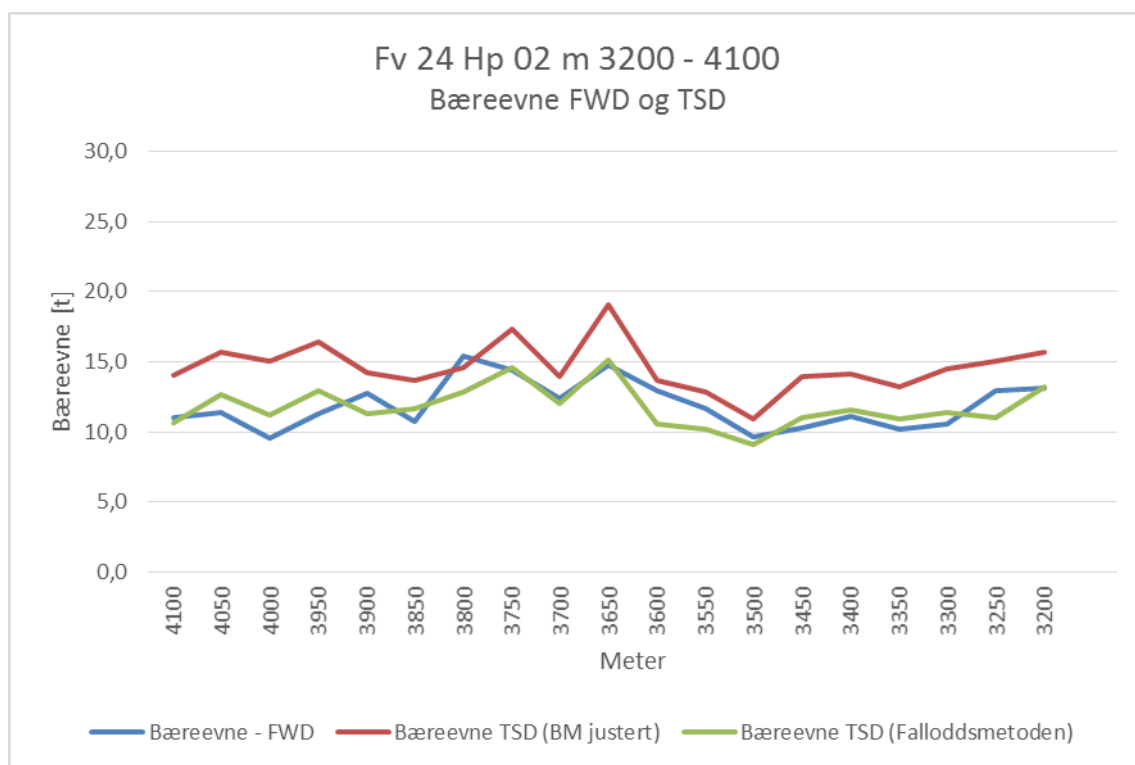


Figur V37: Beregnet bæreevne for FWD og TSD Fv 222 Hp 01 m 10500 - 11500



Figur V38: Beregnet bæreevne for FWD og TSD Fv 24 Hp 01 m 4000 - 5000

Vedlegg 3



Figur V39: Beregnet bæreevne for FWD og TSD Fv 24 Hp 02 m 3200 - 4100

Vedlegg 4 – Frostdimensjonering av E6 over Jønsberg

4-1 Prosjektet med utvidelse fra to til fire felt

Gjennom hele planprosessen har de overordnede mål vært å øke trafikksikkerheten, bedre framkommeligheten og bidra til regional utvikling.

Tabellen under viser hva de ulike dokumentene sier om måten dette skal gjøres på og hensynet til eksisterende veg.

Dokument	
Fylkesdelplan for transportkorridoren Gardermoen – Mjøsbyene (2002)	<ul style="list-style-type: none"> - Anbefaler utvidelse til fire felt langs dagens trasé - Utbyggingen er forutsatt å skje ved en utvidelse av eksisterende veg, eventuelt med mindre avvik der kurvatur, terreng eller andre forhold tilsier dette.
Konsekvensutredning E6 Gardermoen – Moelv (2004)	<ul style="list-style-type: none"> - Ved å bygge ut nåværende E6 fra 2 til 4 felt kan målsettingen nås på en kostnads- og arealeffektiv måte, samtidig som en tar vare på og utnytter de investeringer som er gjort i eksisterende veg de siste tiårene. - Minst mulig inngrep i eksisterende veg.
Planprogram (2006)	<ul style="list-style-type: none"> - Kun aktuelt med utvidelse av eksisterende veg
Konseptvalgutredning (KVU) Kolomoen – Lillehammer (2007) Fastsett av Samferdselsdepartementet i 2009 – KS 1	<ul style="list-style-type: none"> - Utvidelse til fire felt langs dagens trasé
Prosjektbestilling E6 Kolomoen – Biri (2011)	<ul style="list-style-type: none"> - Størst mulig utnyttelse av eksisterende vegkapital og øvrige byggematerialer i veglinja

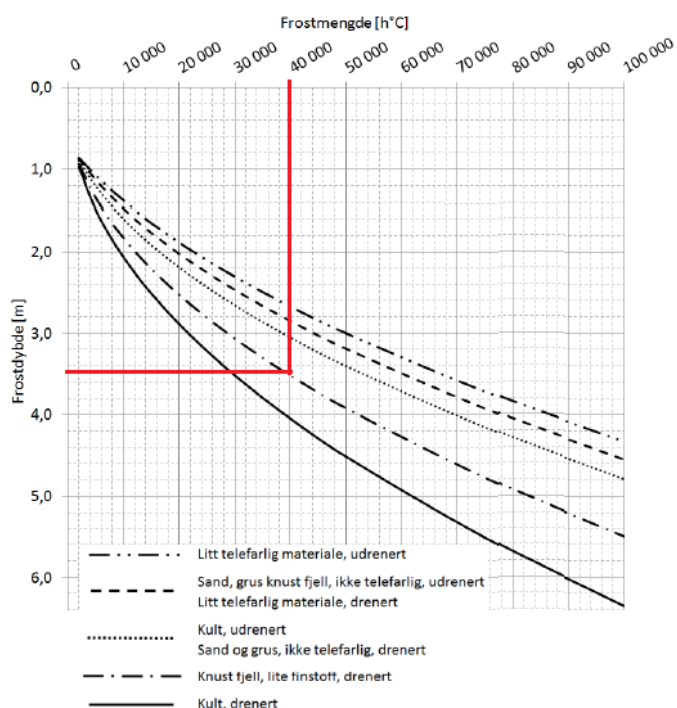
Tabell V2: Plandokumenters omtale av eksisterende veg E6 Kolomoen – Kåterud

Konseptet med å ta vare på eksisterende vegkapital har vært sentralt og går igjen i flere av dokumentene.

4-2 Dimensjonering av ny E6

Alternativ med frostsikring med knust fjell

Basert på frostsikringslag av knust fjell, lite finstoff, drenert så gir figur 511.4 en frostdybde på 3,5 m.



Figur V40: Figur 511.4 fra HB N200 (2014)

Dette er over grensen på 2,4, legger dermed 2,4 m til grunn for overbygningstykkelsen inkludert frostsikringslaget.

Frostsikringslaget av knust fjell er bæreevnegruppe 4 etter figur 510.3. Dette gjør at kravet til forsterkningslagets tykkelse reduseres til 50 cm.

Frostsikringslaget blir dermed $240 - (4,5 + 4,5 + 12 + 50) = 169$ cm.

Dette gir følgende overbygning.

Lag	Materiale	Tykkelse [cm]
Slitelag	Ab	4,5
Bindlag	Ab	4,5
Bærelag	Ag	12
Forsterkningslag	Pukk, kult	50
Frostsikringslag	Knust fjell	169
Total overbygningstykkelse		240

Tabell V3: Overbygning med frostsikring med knust fjell

Tykkelsen på det nederste laget oppfyller krav til lagtykkelse ut fra anleggstekniske forhold.

Kontrollerer at krav til styrkeindeks er oppfylt med valgt overbygning.

Vedlegg 4

Lag	Materiale	Tykkelse [cm]	Lastfordelingskoeffisient	Ekvivalentverdi
Slitelag	Ab	4,5	3,0	13,5
Bindlag	Ab	4,5	3,0	13,5
Bærelag	Ag	12	3,0	36
Bærelagsindeks BI_k				63
Forsterkningslag	Pukk, kult	50	1,1	55
Frostsikringslag	Knust fjell	169	1,0	169
Styrkeindeks				287

Tabell V4: Beregning av styrkeindeks for frostsikring med knust fjell

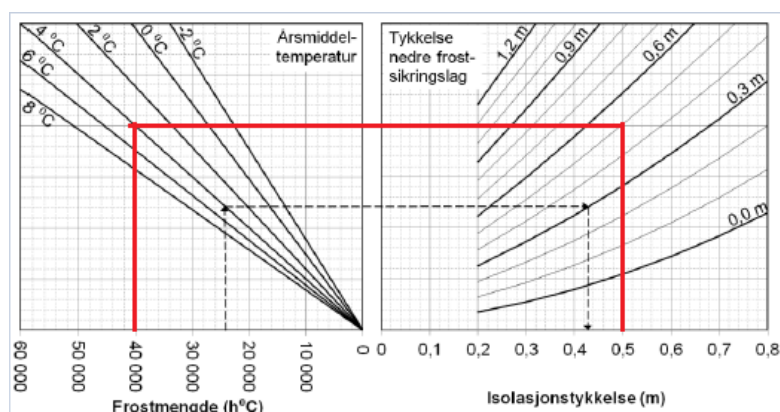
Styrkeindeksen er ok.

Alternativ med frostsikring med lettklinker/skumglass

Når man bruker isolasjonslag av lettklinker eller skumglass stiller N200 følgende krav:

- Et nedre frostsikringslag bestående av sand, grus eller knust fjell
- Tykkelsen på nedre frostsikringslag skal være minst 30 cm, men bestemmes ut fra anleggstekniske forhold, i dette tilfellet 50 cm
- Minst 50 cm granulær overbygning over isolasjonslaget for å hindre ising
- Minste tykkelse på isolasjonslaget på 20 cm

Tykkelsen på isolasjonslaget med lettklinker/skumglass leses ut fra tabell med disse forutsetningene.



Figur V41: Tykkelse isolasjonslag fra figur 511.6 i HB N200

Ved dimensjonering av forsterkningslag skal man betrakte isolasjonslaget som undergrunn. Lettklinker og skumglass er definert som bæreevnegruppe 4 etter figur 510.3 i N200. Det vil si at kravet til tykkelsen på forsterkningslaget reduseres til $70 / 1,1 \sim 65$ cm etter figur 512.2.

Dette gir følgende overbygning

Lag	Materiale	Tykkelse [cm]
Slitelag	Ab	4,5
Bindlag	Ab	4,5
Bærelag	Ag	12
Forsterkningslag	Pukk, kult	65
Isolasjonslag	Skumglass	50
Nedre frostsikringslag	Knust fjell	50
Total overbygningstykkelse		186

Tabell V5: Overbygning med frostsikring med lettklinker/skumglass

Vedlegg 4

Kontrollerer at krav til styrkeindeks er oppfylt med valgt overbygning.

Lag	Materiale	Tykkelse [cm]	Lastfordelingskoeffisient	Ekvivalentverdi
Slitelag	Ab	4,5	3,0	13,5
Bindlag	Ab	4,5	3,0	13,5
Bærelag	Ag	12	3,0	36
Bærelagsindeks BI_k				63
Forsterkningslag	Pukk, kult	65	1,1	71,5
Isolasjonslag	Skumglass	50	0,9	45
Nedre frostsikringslag	Knust fjell	50	1,0	50
Styrkeindeks				229,5

Tabell V6: Beregning av styrkeindeks med frostsikring av lettklinker/skumglass

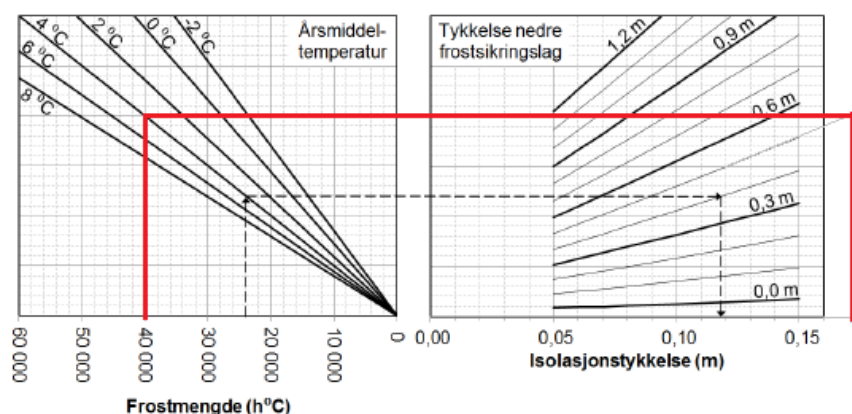
Styrkeindeksen er ok.

Alternativ med frostsikring med XPS

Når man bruker isolasjon av XPS stiller Håndbok N200 følgende krav:

- Et nedre frostsikringslag bestående av sand, grus eller knust fjell
- Tykkelsen på nedre frostsikringslag skal være minst 30 cm, men bestemmes ut fra anleggstekniske forhold, i dette tilfellet 50 cm
- Minst 50 cm granulær overbygning over isolasjonslaget for å hindre ising
- Minstetykkelsen på XPS-laget er 5 cm

Tykkelsen på isolasjonslaget leses ut fra tabell 511.7 med disse forutsetningene:



Figur V42: Tykkelse isolasjonslag fra figur 511.7 i HB N200

Dette tilsier en tykkelse på XPS-laget på 17 cm, denne kan være noe teoretisk og det er mulig 15 cm må benyttes.

Ved dimensjonering av forsterkningslag skal man betrakte isolasjonslaget som undergrunn. XPS er definert som bæreevnegruppe 4 etter figur 510.3 i N200. Det vil si at kravet til tykkelsen på forsterkningslaget reduseres til $70 / 1,1 \sim 65$ cm etter figur 512.2.

Dette gir følgende overbygning

Lag	Materiale	Tykkelse [cm]
Slitelag	Ab	4,5
Bindlag	Ab	4,5
Bærelag	Ag	12
Forsterkningslag	Pukk, kult	65
Isolasjonslag	XPS	17
Nedre frostsikringslag	Knust fjell	50
Total overbygningstykkelse		153

Tabell V7: Overbygning med frostsikring med XPS

Vedlegg 4

Kontrollerer at krav til styrkeindeks er oppfylt med valgt overbygning.

Lag	Materiale	Tykkelse [cm]	Lastfordelingskoeffisient	Ekvivalentverdi
Slitelag	Ab	4,5	3,0	13,5
Bindlag	Ab	4,5	3,0	13,5
Bærelag	Ag	12	3,0	36
Bærelagsindeks BI_k				63
Forsterkningslag	Pukk, kult	65	1,1	71,5
Isolasjonslag	XPS	17	0,75*	12,5
Nedre frostsikringslag	Knust fjell	50	1,0	50
Styrkeindeks				197

Tabell V8: Beregning av styrkeindeks med frostsikring av XPS

Håndbok N200 har ikke oppgitt lastfordelingskoeffisient for XPS. Foretar derfor en konservativ antagelse med 0,75.

Styrkeindeksen er ok.

Vedlegg 4

Kostnader for de forskjellige alternativene

Følgende enhetspriser legges til grunn for en forenklet kostnadssammenstilling av de forskjellige alternativene. Kostnader er hentet fra anslag E6 Kolomoen – Moelv (2014).

Materiale/prosess	Enhet	Enhetspris [kr]	Kilde
Forsterkningslag – puk, kult	m ³	175	Anslag E6 Kolomoen – Moelv [2014]
Frostsikringslag – knust fjell	m ³	175	Anslag E6 Kolomoen – Moelv [2014]
Isolasjonslag – lettklinker	m ³	450	Anslått kostnad
Isolasjonslag – skumglass	m ³	450	Anslått kostnad
Isolasjonslag – XPS	m ³	950	Anslått kostnad
Utgraving – masser til deponi	m ³	65	Anslag E6 Kolomoen – Moelv [2014]

Tabell V9: Enhetspriser for beregning av kostnader

Setter nå opp behovet for de forskjellige alternativene. Behov er basert på én meter veg for å få en kostnadsdifferanse mellom alternativene pr. løpemeter veg med følgende forutsetninger:

- Kostnader for dekke og bærelag regnes for å være lik for alternativene – tas ikke med i oppstillingen
- I mengderegnskapet er det forutsatt at lagene legges med skråningshelling 1:1,25
- 106 cm med utgraving av masser til deponi er «inkludert» i alle alternativer. Utgraving utover dette er tatt med under kostnadene

Uten frostsikring

Materiale/prosess	Enhet	Mengde	Enhetspris [kr]	Sum
Forsterkningslag – puk, kult	m ³	9,5	175	1 660
Sum				1 660

Tabell V10: Kostnader for overbygning uten frostsikring (kun kostnader for forsterkningslag)

Frostsikring med knust fjell

Materiale/prosess	Enhet	Mengde	Enhetspris [kr]	Sum
Forsterkningslag – puk, kult	m ³	5,5	175	960
Frostsikringslag – knust fjell	m ³	23	175	4 020
Utgraving – masser til deponi	m ³	19	65	1 240
Sum				6 220

Tabell V11: Kostnader for overbygning med frostsikring med knust fjell

Frostsikring med lettklinker/skumglass

Materiale/prosess	Enhet	Mengde	Enhetspris [kr]	Sum
Forsterkningslag – puk, kult	m ³	7	175	1 225
Frostsikringslag – knust fjell	m ³	7	175	1 225
Isolasjonslag – skumglass	m ³	6	450	2 700
Utgraving – masser til deponi	m ³	11	65	715
Sum				5 865

Tabell V12: Kostnader for overbygning med frostsikring med lettklinker/skumglass

Vedlegg 4

Frostsikring med XPS

Materiale/prosess	Enhet	Mengde	Enhetspris [kr]	Sum
Forsterkningslag – pukkk, kult	m ³	7	175	1 225
Frostsikringslag – knust fjell	m ³	6,5	175	1 138
Isolasjonslag – XPS	m ³	2	950	1 900
Utgraving – masser til deponi	m ³	6	65	390
Sum				4 653

Tabell V13: Kostnader for overbygning med frostsikring med XPS

Sammenstiller så alternativene

Alternativ	Kostnad for frostsikring pr. 1m veg	Totalt for strekningen (6160 m)	Differanse ift alternativ uten frostsikring
Uten frostsikring (0-alt)	1 660	10 225 600	-
Knust fjell	6 220	38 315 200	+ 28 089 600
Lettklinker/skumglass	5 865	36 128 400	+ 25 902 800
XPS	4 653	28 662 480	+ 18 436 880

Tabell V14: Sammenstilling av alternative metoder for frostsikring