

Tarjei Breivik

Forsterkningsbehov ved bruk av fallodd og georadar

Masteroppgave i vegteknologi

Veileder: Helge Mork

Juni 2020

Tarjei Breivik

Forsterkningsbehov ved bruk av fallodd og georadar

Masteroppgave i vegteknologi
Veileder: Helge Mork
Juni 2020

Norges teknisk-naturvitenskapelige universitet
Fakultet for ingeniørvitenskap
Institutt for bygg- og miljøteknikk

Abstrakt

Forsterkningsbehovet for det norske kommune- og fylkesvegnettet er både stort og økende. For å få mest mulig nytteverdi av de delegerte ressursene, foreligger det derfor et behov for best mulig tilpasning av forsterkningstiltakene på prosjektnivå. I Norge bygger valget av slike tiltak normalt på empiri. Håndbøkene legger til rette for indekismetoden, men i praksis benyttes i større grad visuelle tilstandsanalyser. Et fåtall av disse tar hensyn til definerte fysiske forhold i vegkonstruksjonen, hvilket vanskeliggjør tilpasning og dimensjonering av tiltak. Mekanistisk-empirisk (ME) dimensjonering er derimot en metode som baseres på nettopp slike definerte fysiske sammenhenger. I litteraturen er metoden mye undersøkt, og flere studier av metoden har vist til bedre resultater enn ved bruk av empiriske metoder. Formålet med denne masteroppgaven er derfor å undersøke om bruken av ME-metodikk kan være bedre egnet for tilpasning av ressursbruk ved valg og dimensjonering av forsterkningstiltak i Norge, enn mer utbredte empiriske metoder. Dette er gjort med utgangspunkt i etterberegninger av stivheter fra FWD-målinger, supplementert med lagtykkelser fra GPR-målinger.

Opgavens struktur er todelt. Del i. omfatter et litteraturstudium. Dette inkluderer en detaljert gjennomgang av bruken av ME-metodikk i andre lands vegetater, samt omtale og bruk av metodikken i forskningslitteraturen. Spesielt vektlegges bruk av FWD- og GPR-målinger, med fokus på etterberegninger. For bedre sammenligning er også empiriske metoder kartlagt, ved hjelp av dokumentanalyser, litteratursøk og et intervju.

Del ii. omfatter et casestudium av tre prosjekter. Prosjektene er (1) en sterkt deformert kommunal veg på Østlandet, (2) en smal, lite trafikkert kommunal veg på Vestlandet, og (3) en sterkt trafikkert europaveg med innlandsklima. Hensikten med casestudiene er å teste funnene fra del i. opp mot reelle prosjekter. Dette er gjort ved seksjonering og etterberegning av FWD-målinger; både med supplerende oppgravingsprøver og med GPR-målinger. Deretter er forsterkningsbehovet anslått i form av reasfaltering over et annet, tydelig definert tiltak. Til slutt blir disse resultatene sammenlignet med resultatene fra indekismetoden og med prosjekterte tiltak for de samme strekningene, der denne informasjonen er tilgjengelig.

Casestudiene demonstrerer vanskeligheten med å kontrollere et bredt spekter av faktorer i praksis. Det må i større grad tas høyde for avvik fra idealiserte forhold, kontra hva som er tilfellet i en forskningstilpasset sammenheng. Et interessant funn, basert på disse casestudiene, er den lave graden av påvirkning detaljgraden av lagtykkelser fra GPR-målingene har for de etterberegnete stivhetene; t-testing indikerte signifikante ulikheter i kun et fåtall av tilfellene. Basert på del i. burde dette være avgjørende, men forskjellene var tidvis neglisjerbare. Et annet funn er at indekismetoden gjerne fører til overdimensjonering, og at forsterkningsbehovet ikke nødvendigvis henger sammen med de etterberegnete stivhetene. Dette indikerer at ME-dimensjonering har potensial til å bedre tilpasse tiltak og ressursbruk. Masteroppgavens konkluderer med at en kombinasjon av ulike metoder antakeligvis er ideelt. FWD- og GPR-målinger kan utføres raskere enn tradisjonelle oppgravings- og laboratorieprøver, og kan derfor være både tids- og kostnadsbesparende. Resultatene tyder også på at ME-dimensjonering gir en bedre differensiering og redusert risiko for overdimensjonering enn indekismetoden, men dette bør undersøkes nærmere i videre studier.

Forord

Denne masteroppgaven markerer avslutningen av mitt 2-årige masterprogram ved institutt for bygg- og miljøteknikk ved NTNU. Arbeidet har foregått våren 2020, og bygger videre på en forberedende prosjektoppgave, skrevet høsten 2019. Masteroppgaven tilsvarer en arbeidsmengde på 30 studiepoeng.

Inspirasjon til oppgavens tema hadde utspring i dialoger med førsteamanuensis Helge Mork ved NTNU, samt med ansatte ved Rambølls kontorer i Drammen. Sistnevnte viste tidlig interesse for å etablere et samarbeid, og var høsten 2019 i gang med arbeidet av et forsterkningsprosjekt i Lier, Viken, der både fallodds- og georadarmålinger nylig var blitt gjennomført. Dette, samt lite erfaring med disse undersøkelsesmetodene i Norge, var motiverende faktorer for utviklingen av oppgavens problemstilling.

Jeg ønsker først og fremst å rette en stor takk til Helge Mork, som har medvirket som intern veileder ved NTNU. Hans tilbakemeldinger og veiledninger har vært uvurderlige i utarbeidelse av denne oppgaven. Videre ønsker jeg å takke flere ansatte ved Rambøll: min interne veileder hos Rambøll, Svein-Ove Pettersen, Unni Hennum Bergill for hennes interesse og engasjement, samt ansatte ved RST-avdelingen i Malmö for faglige innspill. Til slutt vil jeg takke Bent Erik Lund ved Dynatest og Tomas Winnerholt ved Trafikverket for deres hjelp ved innsyn i relevante programvarer, samt Hans Jørgen Nygårdshaug for viktig programmeringshjelp.

Tarjei Breivik
Trondheim, mai 2020

Sammendrag

Vedlikeholds- og utbedringsetterslepet på norske veger er stort, og store investeringer er nødvendig for å unngå videre forfall. For å øke nytteverdien av fremtidige forsterkningsprosjekter, er det nødvendig med gode metoder for best mulig tilpasning av tiltak for de aktuelle skademekanismene. Dette vil implisitt medføre en effektiv ressursbruk.

Kjennskap til de faktiske fysiske forholdene i den aktuelle vegkonstruksjonen vil forenkle tiltakstilpasning. Håndbøkene tilrettelegger for å basere dimensjoneringen på den empiriske indeksmetoden. I praksis er imidlertid visuelle undersøkelser, tidligere tiltak og ingeniørmessig skjønn mer brukt. En kvantifisert modell av vegkonstruksjonens strukturelle tilstand etableres sjeldent i Norge. Denne masteroppgaven undersøker hvordan fallodd- og georadarmålinger kan brukes for en slik modell, og som grunnlag for dimensjonering. Oppgaven tar utgangspunkt i problemstillingen: *Hvordan kan FWD kombinert med GPR bidra til en bedre tilpasset ressursbruk i forsterkningsprosjekter?*. Dette er besvart via et teoretisk litteraturstudium og gjennom praktiske casestudier.

De fleste empiriske metoder, deriblant indeksmetoden, bygger på AASHTOs *Guide for Design of Pavement Structures* fra 1993. Denne har blitt kritisert for å være upresis, da den i liten grad baseres på grunnleggende fysisk teori. Dette gjør den mindre intuitiv, og vanskeligere å tilpasse virkeligheten. Mekanistisk-empiriske (ME) metoder; metoder der grunnleggende fysiske størrelser brukes empirisk, omtales mer positivt. Vegkonstruksjonens lagvise stivheter (E-moduler) står sentralt ME-metodikk. Etterberegninger fra nedbøyningsmålinger har vist godt samsvar med laboratorieundersøkelser, gitt kjennskap til lagtykkelser. Dette gjør kombinasjonen med GPR gunstig. Det er imidlertid demonstrert begrensninger i det teoretiske rammeverket i vanlige etterberegningsprogrammer, ettersom de færreste tar hensyn til viskoelastiske materialresponser og dynamiske belastninger. I praksis kan stivheter brukes til å beregne nødvendig reasfalteringstykkelse, basert på et mer empirisk grunnlag. Litteraturen tilknyttet dette er mindre omfattende.

Alle casestudiene baseres reelle prosjekter, der FWD- og/eller GPR-målinger var utført. To av prosjektene var mindre, kommunale veger. Den tredje en europaveg. Dette betød mindre kontrollerte rammer rundt vegkonstruksjonene og målingene, sammenlignet med forskningslitteraturen. Eksempelvis hadde et av prosjektene en varierende og stor grad av krakelering og deformasjoner, og i et annet var FWD-målingene utført ved lavere temperaturer enn anbefalt. Kjennskap til materialeegenskaper under dekket var også begrenset. Dermed ble det mer krevende å oppnå pålitelige resultater. Et interessant funn var at bruken av GPR hadde en mye mindre påvirkning på forskjeller i stivheter, og dermed forsterkningsbehov, enn antydte i forskningslitteraturen. Et annet var at indeksmetoden tendenserer mot en stor grad av overdimensjonering, sammenlignet med ME-metoder.

Den mest sentrale konklusjonen var at bruk av etterberegnete stivheter fra FWD-målinger kan bidra til å redusere nødvendig omfang av andre undersøkelser. Samtidig kan det bidra til en god tiltakstilpasning, både gjennom bedre definerte fysiske forhold, samt bedre differensiering langs en strekning. Til tross for mindre forskjeller ved bruk av GPR-målinger enn hva som er antydte i litteraturen, gir GPR fordelen av å gi et mer kontinuerlig innblikk i vegkonstruksjonen enn eksempelvis oppgravingsprøver. Det er derfor muligheter for både tid- og kostnadsbesparelser, sammenlignet med mer brukte metoder i Norge.

Summary

There exists a large maintenance backlog in the Norwegian road network, and big investments are needed to avoid further decay. In order to improve the utility of future rehabilitations, methods are necessary to improve the adaptation of measures to the problems at hand. This will result in an more efficient resource utilization.

Knowledge of the physical conditions in the existing road construction will simplify the adaptation of proper measures. NPRAs handbooks facilitate the use of the empirical "index method" for such. However, visual examinations, previous measures and engineering considerations are more widely used in practice. A quantified model of the structural state of the road is rarely established in Norway. This thesis investigates how the Falling Weight Deflectometer (FWD) and the Ground Penetrating radar (GPR) can be used to establish such a model as a basis for design, based on the thesis statement: *How can FWD combined with GPR contribute to a better use of resources in rehabilitation projects?*. This was addressed through both a state of the art literature study and three case studies.

Most empirical methods are based on the framework introduced in AASHTO's *Guide for Design of Pavement Structures* from 1993, which makes them harder to relate and adapt to occurring deformation behaviours. However, the use of mechanistic-empirical (ME) methods have been shown to yield promising results in this regard. In these, basic physical properties are obtained, before applied on an empirical basis. Thus, the different layer's elastic modulus are crucial to ME-methodology. Backcalculations of deflection measurements to find the E-moduli have shown good agreement with laboratory tests when the layer thicknesses are known. This favours the combination with GPR. However, the theoretical framework of conventional backcalculation softwares are often simplified, and don't consider the viscoelastic material responses and dynamic loads. The elastic modulus can be used to calculate the necessary overlay thickness based on empirical data, however the literature associated with this is sparse.

All the cases were projects where FWD and/or GPR measurements had already been performed. Two of the projects were smaller, municipal roads, and the third a E-road. Thus, the influence of external factors were less controlled than in most of the research litterature. For example, one of the projects had a varying degree of cracking and deformation, and the FWD measurements in another were carried out at lower temperatures than recommended. Knowledge of material properties below the pavement was also limited, which complicated the process. An interesting finding was that the supplementation of GPR in hte backcalculations had much less impact on the results and thus the need for strengthening than expected. The results also indicate that the index method has a tendency to yield far thicker overlay than required, when compared to the ME-methods.

It was concluded that the use of backcalculated elastic modulus can reduce the necessary scope of other test methods, while simultaneously contributing to better suited measures. This can be achieved through more clearly defined physical conditions and more detailed differentiation along the road section. Despite the minor differences found when supplementing with GPR, it offers an advantage in providing more continuous knowledge of the construction than it's counterparts. Therefore, ME mehtods offers opportunities for both time- and cost savings compared to more commonly used methods in Norway.

Innhold

Abstrakt	I
Forord	II
Sammendrag	III
Summary	IV
Innhold	VII
Tabeller	IX
Figurer	XII
Akronymer	XIII
Symboler	XIII
1 Innledning	1
1.1 Leserveiledning	2
2 Forskningsmetodikk	3
2.1 Dokumentanalyse og litteraturstudium	3
2.1.1 Dokumentanalyse	3
2.1.2 Litteraturstudium	3
2.2 Casestudier	6
2.2.1 Utforming	6
2.2.2 Datainnsamling	6
2.2.3 Intervju	7
2.2.4 Valg av etterberegningsprogram	8
2.2.5 Seksjonering og forsterkningstiltak	8
3 Teoretisk rammeverk	10
3.1 Forsterkning	10
3.2 Empirisk dimensjonering	11
3.3 Mekanistisk-empirisk dimensjonering	12
3.4 Ikke-ødeleggende feltundersøkelser	12
3.4.1 Nedbøyningsmålinger	12
3.4.1.1 Nøyaktighet og presisjon	14
3.4.1.2 Nedbøyningsmålinger i litteraturen	16
3.4.1.3 Nedbøyningsmålinger i Norge	18

3.4.2	Georadar	20
3.4.2.1	Nøyaktighet og presisjon	21
3.4.2.2	Anvendelse til vegformål	23
3.5	Etterberegninger	23
3.5.1	Generelt	23
3.5.2	Nøyaktighet og presisjon	24
3.5.3	Analyseprinsipper	27
3.5.3.1	Statisk metode	27
3.5.3.2	Dynamisk metode	28
3.5.3.3	Adaptiv metode	29
3.5.4	Beregningsprogrammer	30
3.5.4.1	PMS Objekt	31
3.5.4.2	Elmod6	35
3.6	Forsterkningsdimensjonering i praksis	39
3.6.1	Empirisk dimensjonering i SVV	39
3.6.2	Rambøll	40
3.6.3	ME-dimensjonering i TRVK Väg	41
4	Resultater og analyser fra caseprosjekter	44
4.1	Årkvislaveien	44
4.1.1	Grunnlagsdata	45
4.1.2	Arbeider i Rambøll	47
4.1.3	Arbeider i masteroppgaven	49
4.1.3.1	ME-metode med FWD og GPR	49
4.1.3.2	ME-metode med FWD	56
4.1.3.3	Indeksmetoden	58
4.1.4	Sammenligning av metoder	60
4.2	Hersdalsvegen	64
4.2.1	Grunnlagsdata	65
4.2.2	Arbeider i Rambøll	66
4.2.3	Arbeider i masteroppgaven	66
4.2.3.1	ME-metode med FWD og GPR	66
4.2.3.2	ME-metode med FWD	73
4.2.3.3	Indeksmetoden	75
4.2.4	Sammenligning av metoder	76
4.3	E16 Hande - Øylo	81
4.3.1	Grunnlagsdata	81
4.3.2	Arbeider i Rambøll og Statens vegvesen	82
4.3.3	Arbeider i masteroppgaven	84
4.3.3.1	ME-metode med FWD og GPR	84
4.3.3.2	ME-metode med FWD	87
4.3.3.3	Indeksmetoden	89
4.3.4	Sammenligning av metoder	90
5	Diskusjon	94
5.1	FWD i litteraturen	94
5.1.1	Empirisk bruk	94
5.1.2	Mekanistisk-empirisk bruk	95
5.2	FWD i praksis	96
5.2.1	Datainnsamling og seksjonering	96

5.2.2	Databehandling	97
5.2.3	Forsterkningsbehov og -dimensjonering	99
6	Konklusjon	101
6.1	Videre arbeider	102
	Vedlegg	110

Tabeller

2.1	Resultater fra litteratursøk	5
3.1	Klimaperiodens lengde (t.v.) og temperatur i bitumenbundet dekke (t.h.) (Trafikverket 2011)	32
3.2	Referansestivheter for bitumenbundet, eksisterende dekke (Trafikverket 2011)	33
3.3	Referansestivheter for ubundne, eldre overbygningmaterialer (Trafikverket 2011)	33
3.4	Referansestivheter for undergrunnsmaterialer (Trafikverket 2011)	33
3.5	Korrigeringsfaktorer for ubundne materialer og undergrunn (Trafikverket 2000)	35
3.6	Normert dekkelevetid for ulike asfaltdekker (Statens Vegvesen 2018b) . . .	39
3.7	Indekskrav etter forsterkning (Statens Vegvesen 2018b)	40
4.1	Geotekniske målinger, Årkvislaveien	46
4.2	Dagens tilstand, Årkvislaveien	47
4.3	Skisserte tiltak før FWD, Årkvislaveien	47
4.4	Skisserte tiltak etter FWD, Årkvislaveien	48
4.5	Seksjonering m/ GPR, Årkvislaveien	49
4.6	Skadegrad (Skade), dreneringsgrad (Dren) og lagtykkelser [mm] m/ GPR, Årkvislaveien	51
4.7	Eksisterende konstruksjon m/ GPR, Årkvislaveien (1500-1600)	51
4.8	Forsterkningsbehov i PMS Objekt m/GPR, Årkvislaveien	52
4.9	Forsterkningstiltak m/ GPR, Årkvislaveien (1500-1600)	53
4.10	Forsterkningstiltak i PMS Objekt m/GPR, Årkvislaveien	53
4.11	Klimamodell i Elmod6, Årkislaveien	54
4.12	Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 m/ GPR, Årkvislaveien (høyre side)	55
4.13	Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 m/ GPR, Årkvislaveien (venstre side)	56
4.14	Simulerte oppgravingsprøver, Årkislaveien	56
4.15	Seksjonering u/ GPR, Årkislaveien	56
4.16	Forsterkningsbehov i PMS Objekt u/ GPR, Årkvislaveien	57
4.17	Forsterkningstiltak i PMS Objekt u/ GPR, Årkvislaveien	57
4.18	Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 u/ GPR, Årkvislaveien (høyre side)	58
4.19	Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 u/ GPR, Årkvislaveien (venstre side)	58
4.20	Seksjonering indekismetoden, Årkislaveien	59
4.21	T-tester Årkvislaveien	62
4.22	Seksjonering m/ GPR, Hersdalsvegen	67
4.23	Skade- og dreneringsgrad, lagtykkelser Hersdalsvegen	69

4.24 Eksisterende konstruksjon i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen (1000-1350)	69
4.25 Forsterkningsbehov i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen	70
4.26 Forsterknings tiltak i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen (1001-1350) . .	70
4.27 Forsterknings tiltak i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen	71
4.28 Klimamodell i Elmod6, Hersdalsvegen	72
4.29 Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 m/ GPR, Hersdalsvegen	73
4.30 Simulerte oppgravingsprøver, Hersdalsvegen	73
4.31 Seksjonering u/ GPR, Hersdalsvegen	73
4.32 Forsterkningsbehov i PMS Objekt u/ GPR, Hersdalsvegen	74
4.33 Forsterknings tiltak i PMS Objekt u/ GPR, Hersdalsvegen	74
4.34 Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 u/ GPR, Hersdalsvegen (høyre side)	75
4.35 Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 u/ GPR, Hersdalsvegen (venstre side)	75
4.36 T-tester Hersdalsvegen	79
4.37 Oppgravingsprøver Hp6, E16 (2018)	82
4.38 Problemområder E16, basert på bæreevneberegninger	84
4.39 Klimamodell i Elmod, E16	86
4.40 Forsterkningsbehov i Elmod6 m/ GPR, E16 (høyre side)	86
4.41 Forsterkningsbehov i PMS Objekt m/ GPR, E16 (venstre side)	86
4.42 Seksjonering u/ GPR, E16	87
4.43 Forsterkningsbehov i PMS Objekt u/ GPR, E16 (høyre side)	89
4.44 Forsterkningsbehov i PMS Objekt u/ GPR, E16 (venstre side)	89
4.45 T-tester E16, høyre side	93
4.46 T-tester E16, venstre side	93

Figurer

3.1	Hengermontert FWD (t.v.) og måleprinsipp (t.h.) (Statens vegvesen 2015a)	13
3.2	Prinsippskisse for TSD-målinger (Greenwood Engineering 2019)	14
3.3	Nedbøyninger i d_0 ved ulike temperaturer (t.v.) og korreksjonsfaktorer fra 20°C (t.h.) (Zheng, Zhang og Liu 2019)	15
3.4	Bruk av FWD for kartlegging av svake lag (Statens Vegvesen 2014)	18
3.5	Front-, og luftmontert GPR (t.v.) (Foto: Martin Wistrøm (2019)). Prinsipiell virkemåte GPR (t.h.) (Statens vegvesen 2015a)	20
3.6	Typiske dielektriske konstanter (t.v.) og radiogram fra GPR-målinger (t.h.) (Statens vegvesen 2015a)	21
3.7	Avvik i asfalttykkelse, målt med GPR (Loizos og Plati 2007)	22
3.8	Differanser i målte asfalttykkelser ved ulike metoder, sammenlignet med oppgravingsprøver (McGrath, Maser og Puccinelli 2013) (t.v.) og eksempel-tolkning av GPR-målinger (Marecos <i>et al.</i> 2017) (t.h.)	23
3.9	Skjematisk oversikt over etterberegningssprosessen (Marecos <i>et al.</i> 2017)	24
3.10	Etterberegnete stivheter ved fire belastninger (LL-1 - LL-4), sammenlignet med gyrotortesting (Yin 2012)	26
3.11	Oversikt over etterberegningssystemer (Göktepe, Agar og Lav 2006)	27
3.12	Horisontaltøyninger bunn bituminøse bærelag fra elastiske og viskoelastiske modeller, beregnet ved ulike hastigheter (Cao <i>et al.</i> 2018)	28
3.13	Tidshistorikk for nedbøyningsensorer (t.v) og nedbøyningsbasseng (t.h) (Hadidi og Gucunski 2010)	29
3.14	Flytskjema for et adaptivt etterberegningssystem (Göktepe, Agar og Lav 2006)	29
3.15	Systemskisse for ANN i tre lag (Bosurgi, Pellegrino og Sollazzo 2019)	30
3.16	Forholdet mellom etterberegnet og laboratorieestimert stivhet i ubundne lag (E_{FWD}/M_r) (Nazza og Mohammad 2010)	31
3.17	Klimasoneinndeling (t.v) og årsmiddeltemperaturer (t.h.) i Sverige (Trafikverket 2011; SMHI 2017)	32
3.18	Temperaturkorrigering av asfaltdekke (AgB180) (Trafikverket 2000)	34
4.1	Oversikt Årkvislaveien	45
4.2	Visuell skadekartlegging Årkvislaveien (tilsendt fra Rambøll RST)	45
4.3	Georadartolkning Årkvislaveien (tilsendt fra Rambøll RST)	46
4.4	Bæreevneberegninger, Årkvislaveien	48
4.5	Nedbøyningsdifferanser m/ GPR, Årkvislaveien	49
4.6	Norske årsmiddeltemperaturer (1985-2014) (Norsk Klimaservicesenter 2020)	50
4.7	Beregninger før forsterkning m/ GPR, Årkvislaveien (1500-1600)	52
4.8	Beregninger etter forsterkning m/ GPR, Årkvislaveien (1500-1600)	53
4.9	Stivheter i Elmod6 m/ GPR, Arkvislaveien	54

4.10	Nedbøyningsdifferanser m/ GPR i Elmod6, Årkvislaveien	55
4.11	Forsterkningsbehov i Elmod6 m/GPR, Årkvislaveien	55
4.12	Nedbøyningsdifferanser i PMS Objekt u/ GPR, Årkvislaveien	57
4.13	Nedbøyningsdifferanser i Elmod6 u/ GPR, Årkvislaveien	57
4.14	Stivheter i Elmod6 u/ GPR, Årkvislaveien	58
4.15	Forsterkningsbehov i Elmod6 u/GPR, Årkvislaveien	58
4.16	Indeksdimensjonering, Årkvislaveien	60
4.17	Dekkestivheter i Elmod6 og PMS Objekt m/ GPR, Årkvislaveien	61
4.18	Stivheter forsterkning og undergrunn i Elmod6 m/ og u/ GPR, Årkvislaveien	61
4.19	Stivheter forsterkning og undergrunn i PMS Objekt m/ og u/ GPR, Årkvislaveien	61
4.20	Nedbøyningsdifferanser m/ og u/ GPR, Årkvislaveien	62
4.21	Beregnet forsterkningsbehov, Årkvislaveien	64
4.22	Oversikt over Hersdalsvegen (Kartverket 2020)	64
4.23	Visuell skadekartlegging Hersdalsvegen (tilsendt fra Rambøll (RST)	65
4.24	Georadartolkning, Hersdalsvegen (tilsendt fra Rambøll RST)	65
4.25	Bæreevneberegninger, Hersdalsvegen	66
4.26	Nedbøyningsdifferanser i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen	67
4.27	Beregninger av eksisterende konstruksjon i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen (1000-1350)	69
4.28	Beregninger etter forsterkning i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen (1001-1350)	70
4.29	Nedbøyningsdifferanser i Elmod6 m/ GPR, Hersdalsvegen	71
4.30	Stivheter i Elmod6 m/ GPR, Hersdalsvegen	72
4.31	Forsterkningsbehov i Elmod6 m/ GPR, Hersdalsvegen	72
4.32	Nedbøyningsdifferanser i PMS Objekt u/ GPR, Hersdalsvegen	74
4.33	Nedbøyningsdifferanser i Elmod6 u/ GPR, Hersdalsvegen	74
4.34	Stivheter i Elmod6 u/ GPR, Hersdalsvegen	75
4.35	Forsterkningsbehov i Elmod6 u/ GPR, Hersdalsvegen	75
4.36	Indeksdimensjonering, Hersdalsvegen	76
4.37	Stivheter i Elmod6 m/ og u/ GPR, Hersdalsvegen	76
4.38	Stivheter i PMS Objekt m/ og u/ GPR, Hersdalsvegen	77
4.39	Temperatursensitivitet Elmod6 og PMS Objekt	77
4.40	Dekkets-, forsterkningslagets- og undergrunnens stivheter ved måletemperaturen, Hersdalsvegen	78
4.41	Nedbøyningsdifferanser i PMS Objekt og Elmod6 m/ og u/ GPR, Hersdalsvegen	79
4.42	Beregnet forsterkningsbehov, Hersdalsvegen	80
4.43	Oversikt over Hp6, E16 (Kartverket 2020)	81
4.44	Prosjekttert overbygning E16 (tilsendt fra Vegar Antonsen, SVV)	83
4.45	Bæreevne TSD E16, begge kjørebaner	83
4.46	Etterberegnete stivheter i Elmod6 m/ GPR, E16	85
4.47	Etterberegnete dekkestivheter i PMS Objekt m/ GPR, E16	85
4.48	Nedbøyningsdifferanser i Elmod6 m/ GPR, E16	85
4.49	Forsterkningsbehov i Elmod6 m/ GPR, E16	87
4.50	Etterberegnete dekkestivheter i Elmod6 u/ GPR, E16	88
4.51	Etterberegnete dekkestivheter i PMS Objekt u/ GPR, E16	88
4.52	Nedbøyningsdifferanser i Elmod6 u/ GPR, E16	88
4.53	Forsterkningsbehov i Elmod6 u/ GPR, E16	89
4.54	Indeksdimensjonering, E16	90

4.55 Dekkestivheter i Elmod6 og PMS Objekt m/ GPR, E16	91
4.56 Dekkestivheter i Elmod6 og PMS Objekt u/ GPR, E16	92
4.57 Nedbøyningsdifferanser i Elmod6 m/ og u/ GPR, E16	92

Akronymer

ÅDT Årsdøgntrafikk

ÅDT-T Årsdøgntrafikk med over 3.5 tonn aksellast

ANN Artificial Neural Network

DT Destruktiv testing (Destructive Testing)

ESAL Ekvivalent standardaksel (Equivalent Single Axle Load)

FWD Fallodd (Falling Weight Deflectometer)

GPR Georadar (Ground Penetrating Radar)

NDT Ikke-destruktiv testing (Non-Destructive Testing)

RMS Kvadratisk gjennomsnitt (Root Mean Square)

SN Structural Number

SVV Statens Vegvesen

TSD Traffic Speed Deflectometer

Symboler

E – *modul* Elastisitetsmodul (E), beregnet som forholdet mellom aksial spenning og - deformasjon

E_1 Bundne lags E-modul

E_2 Ubundne lag i overbygningens E-modul

E_{sub} Undergrunnens E-modul

N_{ekv} Antall forventede aksellaster for dimensjoneringsperioden i henhold til TRVK Väg

$N_{till,bb}$ Antall aksellaster til brudd for vegkonstruksjonen i henhold til TRVK Väg

D_{xxx} Nedbøyning i avstand xxx fra lastsentrum i mm

F_{diff} Forsterkningsbehov i cm for materiale med lastfordelingskoeffisient lik referansemateriale

Kapittel 1

Innledning

Det norske vegnettet er inndelt i riks-, fylkes-, og kommunale veger, hvorav de to sistnevnte er i betydelig overvekt med henholdsvis 44 000 km og 39 000 km (RIF 2019). I rapporten *State of the Nation* fra 2019, publisert av Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF), ble tilstanden til fylkes- og kommunalvegene vurdert, og det ble gjort et prisestimat for nødvendige vedlikeholds- og utbedringskostander for å tilfredsstillende vegnormalenes standardkrav (RIF 2019). Vegnettene ble vurdert på en skala fra 1 til 5, der 5 representerer et anlegg som tilfredsstillende dagens krav og behov, uten vesentlige vedlikeholdsbehov de kommende årene, og 1 et anlegg som ikke kan oppfylle sin tenkte funksjon, med behov for forbedringer/oppgraderinger og ny infrastruktur. På denne skalaen ble fylkesvegene vurdert til 2 og de kommunale vegene til 3 (RIF 2019). Videre ble dekketilstanden på 42% av fylkesvegnettet karakterisert som ”*dårlig eller svært dårlig*”, med et totalt etterslep i vedlikeholds- og utbedringsbehovet på omlag 60 milliarder kroner. For kommunale veger var tilstanden noe bedre, men det ble allikevel konkludert med at 46% av de kommunale vegene har et utbedringsbehov, hvilket er en økning på 3% siden 2009 (RIF 2019). Som påpekt av professor Inge Hoff ved NTNU i *State of the Nation*, indikerer disse tilstandsvurderingene at en stor prosentandel av det norske vegnettet ikke er i tilfredsstillende stand til å tilrettelegge for videre vekst i distriktene, som for eksempel fiskeoppdretten. Videre fremheves utfordringene klimaendringene vil medføre for fylkesvegnettet, ettersom dette ikke er tilrettelagt for håndtering av økt nedbørsintensitet. Det eksisterer altså et omfattende behov for rehabilitering, og de tilegnede ressursene bør utnyttes best mulig. Derfor er det viktig å rette fokus på å bedre tilpasse og dimensjonere tiltak til de opptredende skademekanismer (RIF 2019).

N200 legger til rette for dimensjonering av forsterkningstiltak ved hjelp av indekismetoden (Statens Vegvesen 2018b). Metodikken er empirisk basert, og tar derfor ikke nødvendigvis hensyn til de opptredende strukturelle forholdene og skademekanismene i vegkonstruksjonen. Dette kan medføre redusert grad av tiltakstilpasning til de gjeldende skademekanismene, samt unøyaktig dimensjonering. Det eksisterer flere alternative metoder som i ulik grad tar hensyn til dette. *Mekanistisk-empirisk* (ME) metode er et eksempel; en metode som i litteraturen ofte fremstilles som en bedre dimensjoneringsmetodikk enn empiriske (Sarker og Tutumluer 2016; FHWA 2017b; AASHTO 2008).

Denne masteroppgaven undersøker om bruken av ME metoder kan bidra til å forbedre graden av tilpasning for forsterkningstiltak sammenlignet med empiriske metoder, og dermed om en bedre utnyttelse av de tilgjengelige ressursene kan oppnås. Helt sentralt for dette er den ikke-destruktive undersøkelsesmetoden fallodd, supplementert med georadarmålinger.

Disse tilstandsundersøkelsene refereres heretter til som FWD og GPR; akronymer for henholdsvis ”*Falling Weight Deflectometer*” og ”*Ground Penetrating Radar*”. I flere land er FWD og GPR mer aktivt brukt til vegformål, men per våren 2020 er bruken i Norge og beskrivelsen i de norske håndbøkene svært sparsommelig (Statens vegvesen 2015a). Masteroppgaven tar sikte på å besvare følgende problemstilling og forskningsspørsmål:

Problemstilling:

Hvordan kan FWD kombinert med GPR bidra til en bedre tilpasset ressursbruk i forsterkningsprosjekter?

Forskningsspørsmål:

- i. *Hvordan kan data fra FWD, komplementert med GPR, brukes for strukturelle tilstandsanalyser?*
- ii. *Har en slik kombinasjon potensial til å bedre tilpasse ressursbruken i forsterkningsprosjekter enn FWD og vanligere metoder?*

1.1 Leserveiledning

Masteroppgaven er inndelt i to hoveddeler; del i. er et teoretisk litteraturstudium og del ii. er en praktisk anvendelse av ulike dimensjoneringsmetoder på tre caseprosjekter. Kapittelinnndelingen er som følger:

- *Kapittel 2: Metode* er en metodebeskrivelse for både litteraturstudiet og caseprosjektene benyttet for å besvare oppgavens problemstilling og forskningsspørsmål. Dette inkluderer utvalgskriterier for dokumentanalyser og litteratursøk, samt utforming, datainnsamlingsmetoder og -kriterier og metodevalg for caseprosjektene.
- *Kapittel 3: Teori* omfatter de viktigste funnene fra del i. Dette inkluderer generelle definisjoner, beskrivelser av empiriske og mekanistisk-empiriske dimensjoneringsmetoder, samt relevante feltundersøkelser. En overvekt av kapitlet er rettet mot etterberegninger, ettersom dette er vesentlig for besvarelse av problemstillingen. Kapittel 3 har til hensikt å danne det nødvendige teoretiske grunnlaget for del ii.
- *Kapittel 4: Resultater* gjengir de viktigste funnene fra anvendelsen av de ulike dimensjoneringsmetodene i hvert av de tre caseprosjektene hver for seg. Inkludert i dette er en prosjektvis sammenligning av metodene.
- *Kapittel 5: Diskusjon* inneholder en drøfting av del i. og ii., der hver av de to hoveddelene er gitt ett underkapittel.
- *Kapittel 6: Konklusjon* gir avsluttende konklusjoner og kommentarer, samt forslag til videre arbeider.

Kapittel 2

Forskningsmetodikk

Kapitlet beskriver metodene som er tatt i bruk i denne masteroppgaven, samt beslutningsgrunnlaget for valget av disse. Oppgaven har en overordnet, todelt struktur; del i er et litteraturstudium og del ii består av et casestudium.

2.1 Dokumentanalyse og litteraturstudium

Innsamlingen av relevant litteratur inkluderte dokumentanalyser av relevante standarder fra vegetater både innenfor og utenfor Norges grenser, samt en grundig gjennomgang av tilgjengelig forskningslitteratur. Prosessen ble påbegynt gjennom et bredere litteratursøk, utført som en del av prosjektoppgaven høsten 2019 (Breivik 2019). De følgende to delkapitlene gir en beskrivelse av de benyttede søkestrategiene.

2.1.1 Dokumentanalyse

Hensikten med dokumentanalysen var å kartlegge retningslinjene gitt av ulike vegetater gir for måling, databehandling og bruk av FWD og GPR. Innsamlingen av standarder og veiledere ble gjort via de nasjonale vegetatens hjemmesider. Standarder som ikke var å oppdrive fra hjemmesidene ble de etterspurt per e-post. Land med lignende vegnett og -tradisjoner som Norge, og der vegforvaltningen er under offentlig styring, var av størst interesse. Skandinaviske land med mer utbredt bruk av ME-metodikk ble prioritert.

2.1.2 Litteraturstudium

NTNU Universitetsbibliotekets versjon av søkeportalen *Oria* ble benyttet som et utgangspunkt for innsamling av norsk litteratur. Forskningsartikler publiseres normalt på engelsk og i internasjonale journaler, og var derfor av mindre relevans for søkene i Oria. Søket etter norsk litteratur var av den grunn først og fremst rettet mot doktorgradavhandlinger og såkalt *grå litteratur*. Sistnevnte er litteratur som ikke er publisert i formelle-kommersielle kanaler, slik som bøker og tidsskriftartikler, og blir derfor ikke indeksert i aktuelle referansedatabaser for faget (UiA 2019). Den grå litteraturen ble brukt til å kartlegge de mest oppdaterte kunnskapene knyttet til FWD og GPR i Norge per våren 2020.

Det er større mengder forskningslitteratur relatert til FWD og GPR, publisert i internasjonale tidsskrifter. Derfor var det viktig med et sett presise søkekriterier for initiell

sortering av relevant litteratur. Hensikten med å kartlegge hvordan FWD og GPR omtales i forskningslitteraturen var todelt; undersøke metoder for analyse og bruk av måledata, og om det eksisterer noen åpenbare ”hull” der det behøves videre forskning.

I tråd med problemstillingen ble det fokusert på bruk til vegformål. Flere studier har benyttet FWD- og/eller GPR-målinger som et supplement for å teste andre hypoteser, som for eksempel sammenligning av ulike vegoverbygninger eller ulike verktøy for tilstandskartlegging. For denne masteroppgaven var analyse- og bruksmetoder mest relevant. Studier basert på modifisering av selve utstyret eller målemetoden ble derfor ekskludert. Det samme gjaldt litteratur utilgjengelig via NTNUs lisenser. De siste årene har datamaskiners beregningskapasitet hatt en eksponentiell økning. Dette er svært relevant for databehandling og -analyse. På bakgrunn av dette ble nyere litteratur vektlagt fremfor eldre.

Som utgangspunkt for kvalitetskontroll ble følgende inkluderingskriterier benyttet:

- i. Søkeord/-frase er inkludert i tittel, abstrakt og/eller introduksjon.
- ii. Artikler må være utgitt i engelskspråklige journaler, eller en del av engelskspråklige konferanser.
- iii. Artikler må være publisert i fagfelleverderte tidsskrift.
- iv. Artikler hentet fra Scopus skal ha en *Field-Weighted Citation Impact* (FWCI) ≥ 1 .
- v. Artikler hentet fra Web of Science skal stamme fra journaler med en *Impact Factor* (IF) ≥ 1 .

Scopus ble valgt som hovedkilde for internasjonal litteratur på grunnlag av en omfattende database for naturvitenskap og teknologi, blant annet bestående av 23 700 journaler og 8,3 millioner konferanseartikler (Elsevier 2019). For å samsvare med kriterium i. ble søkene ble gjennomført med en innstilling som kun ga resultater der søkeordene var tilstede i tittel, abstrakt og/eller nøkkelord. Litteratur som oppfylte alle kriteriene ble deretter skimlet for å danne et overblikk over deres relevans. For dette ble abstrakt, introduksjon og konklusjon vektlagt. Tilsvarende Scopus ble det gjennomført søk i Web of Science. Dette er også en tverrfaglig referansedatabase, men med et litt færre antall tidsskrifter og ikke-engelskspråklige artikler (Iowa State University 2019). Disse søkene hadde til hensikt å etablere en bedre oversikt over hva som er publisert i mer anerkjente tidsskrifter, men benyttet den samme metodikken for søkeord som ved søkene i Scopus. Til slutt ble all den relevante litteraturen oppsummert og kategorisert etter relevans i henhold til forskningsspørsmålene i en litteraturoversikt, slik at de lettere kunne sees i sammenheng med hverandre. Oversikten omfattet tittel, årstall, forfatter og hovedpunkter for innhold.

Det bør påpekes at FWCI kun sier noe om antall ganger artikkelen er sitert i annen litteratur, sammenlignet med andre publikasjoner innenfor samme fagdisiplin, og av samme type i Scopus (Elsevier 2019). En FWCI større enn 1 betyr at den gitte publikasjonen er sitert mer enn forventet, sett i forhold til gjennomsnittet. Dette er derfor ikke nødvendigvis ensbetydende med kvalitet, og er årsaken til at kriterium ii. og iii. ble innført som en ekstra kvalitetskontroll. Bakgrunnen for kriteriene var et ønske om å sikre en tilfredsstillende høy standard på utvalgt litteratur. En åpenbar svakhet ved disse er at enkelte nyere artikler potensielt vil forkastes, til tross for god kvalitet. For å minimere risikoen for dette ble det derfor i artikler som ikke oppfylte kriteriene, men som basert på tittel og abstrakt fremsto som svært relevante, gjort en grundigere gjennomgang av metode, resultater og

diskusjon.

Der FWCI sier noe om den enkelte artikkel, kan IF gi en indikasjon på kvaliteten til tidsskriftet artikkelen er publisert i. IF er et mål på frekvensen den gjennomsnittlige artikkelen i et tidsskrift har blitt sitert i løpet av et år, basert på siteringer til artikler utgitt de to foregående årene (Garfield 2020). Også denne måleverdien har visse svakheter. For eksempel kan tidsskrifter kunstig øke sin IF gjennom selvsitering, og den gir ingen kvalitetsgaranti for den enkelte artikkel. En konsekvens av hvordan IF beregnes vil også være at nyere fagområder, som siteres mindre enn de mer anerkjente, vil få en lavere verdi. Et vanlig bruksområde er sammenligning av tidsskrifter innenfor samme fagfelt (Garfield 2020). Tabell 2.1 viser en oversikt over resultatene fra søkene i de ulike databasene, inkludert potensielt relevante treff som ble nærmere analysert.

Tabell 2.1: Resultater fra litteratursøk

Database	Søkeord/-frase	Treff	Pot. relevant
Oria	<i>fallodd</i>	4	1
	<i>georadar OG veg</i>	25	3
	<i>bæreevne OG veg</i>	22	4
	<i>forsterkning OG veg</i>	13	1
	<i>nedbøyning OG etterberegning</i>	1	1
	<i>georadar OG tykkelse</i>	1	0
Scopus	<i>"falling weight deflectometer" AND "ground penetrating radar"</i>	87	34
	<i>"falling weight deflectometer" AND ("back calculation" OR "backcalculation")</i>	338	66
	<i>"falling weight deflectometer" AND "forward calculation"</i>	17	5
	<i>"falling weight deflectometer" AND aashto</i>	76	24
	<i>"falling weight deflectometer" AND "bearing capacity"</i>	134	10
	<i>"falling weight deflectometer" AND temperature</i>	233	22
	<i>"falling weight deflectometer" AND (maintenance OR rehabilitation OR overlay)</i>	365	17
	<i>"ground penetrating radar" AND (layer OR thickness) AND (road OR highway)</i>	337	25
	<i>"falling weight deflectometer" AND crack*</i>	231	5
	<i>"falling weight deflectometer" AND ("low volume" OR "low-volume")</i>	40	8
Web of Science	<i>"falling weight deflectometer" AND "ground penetrating radar"</i>	43	12
	<i>"falling weight deflectometer" AND ("back calculation\$" OR "backcalculation\$")</i>	213	33
	<i>"falling weight deflectometer" AND "forward calculation"</i>	12	1
	<i>"falling weight deflectometer" AND aashto</i>	40	10
	<i>"falling weight deflectometer" AND "bearing capacity"</i>	67	3
	<i>"falling weight deflectometer" AND temperature</i>	131	11
	<i>"ground penetrating radar" AND (layer OR thickness) AND (road OR highway)</i>	197	12
Standard.no	<i>backcalculation</i>	6	2
	<i>"ground penetrating radar"</i>	38	2

2.2 Casestudier

Casestudier kan med fordel benyttes til å undersøke et enkelt eller et fåtall tilfeller i en spesifikk kontekst, altså observasjoner om et fenomen. Slike studier egner seg i henhold til Johanson og Williamson (2018, s. 195) spesielt godt ved undersøkelser av komplekse, kvalitative systemer, samt for å besvare forskningsspørsmål som tar sikte på å finne ut *hvordan* og *hvorfor* (Johanson og Williamson 2018, s. 201). Etersom casestudier er uten kontrollgrupper, kan det være vanskelig å identifisere konfunderende faktorer (Johanson og Williamson 2018, s. 195). Videre understrekes det at metoden ikke er velegnet der det eksisterer en entydig teori, og at en vellykket casestudie normalt fordrer tilgang til organisasjoner, innsamling av data og presis rapportering. Denne oppgavens casestudier hadde til formål å gjøre en nærmere undersøkelse av reelle forsterkningsprosjekter der problemstillingens tematikk gjorde seg aktuell.

2.2.1 Utforming

Det eksisterer store mengder litteratur og erfaringer som tydeliggjør den potensielle nytteverdien ved bruk av FWD- og GPR-målinger. Avanserte teoretiske datasimuleringer gjennomføres stadig, men en slik tilnærming var utenfor denne masteroppgavens rammer. I stedet ble det valgt å studere hva som kan fungere i praksis i Norge, samt om en slik bruk kan ha fortrinn over vanligere dimensjoneringsmetoder. Denne metodikken ble aktualisert ved at Rambøll har gjennomført slike målinger i forbindelse med flere prosjekter, men de har ikke utviklet noen konkret metodikk for bruk av disse måledataene i Norge. Hensikten med casestudiene var å besvare forskningsspørsmål ii. Dette ble gjort ved å fokusere på valg og dimensjonering av rett tiltak på rett sted, sammenlignet med andre metoder. Dette vil kunne gi en indikator for om FWD med GPR er anvendbart og ressursbesparende for forsterkningsprosjekter.

I casestudiene ble teori testet mot praksis, hvilket er en deduktiv tilnærming (Johanson og Williamson 2018, s. 194). Prosessen omfattet datainnsamling fra relevante personer, kvantitativ dataanalyse av data, samt kvalitativ og kvantitativ bruk av data. En betydelig andel av dette ble basert på ulike funn og tilegnede bakgrunnskunnskaper fra litteraturstudiet i del i., som ble sammenlignet med planlagte tiltak basert på andre dimensjoneringsmetodikker.

Flere caseprosjekter ble inkludert, ettersom dette gir en bedre mulighet for sammenligning og drøfting av tilfeller i ulike omgivelser. Dermed oppnås en mer solid testing av teorien i form av en mer robust generalisering (Johanson og Williamson 2018, s. 202). Tre passende prosjekter ble funnet, der både GPR- og nedbøyningsmålinger var utført. Et av prosjektene var i overgang til byggefasen, og de to øvrige var fremdeles i tidligfasen.

2.2.2 Datainnsamling

Datainnsamlingen var nødvendig for å danne tilstrekkelig innsikt i hvert enkelt case, samt danne et grunnlag for teoretisk anvendelse av litteraturstidets funn. Rambøll viste tidlig interesse for å bidra til masteroppgaven, inkludert prosjektinnsyn. Dette var en forutsetning for gjennomføring av del ii. Innsamlingen var tredelt, og besto av en kombinasjon av kvalitative og kvantitative datasett:

- Måledata fra FWD og GPR

- Prosjektinformasjon for hvert enkelt case
- Prosessbeskrivelse for arbeidsmetodikk ved forsterkningsprosjekter i Rambøll og Statens vegvesen (SVV)

FWD- og GPR-målinger i Rambøll blir gjennomført av fagpersonell fra Sverige, ved deres *Road Survey Technology*-avdeling (RST). Disse kjører utstyret fra deres kontorer i Malmö, og ut til det aktuelle prosjektet. Ansatte ved RST ble derfor svært sentrale bidragsytere for kunnskapsdeling, i tillegg til å bidra med selve måledataen. Kommunikasjon og datainnsamling fra RST foregikk gjennom digitale plattformer.

Prosjektinformasjonen inkluderte beskrivelser av tilstand, eventuelle tidligere og prosjekterte tiltak, samt begrunnelse for disse. Denne informasjonen ble samlet inn ved direkte kommunikasjon med personer involvert i de ulike prosjektene, samt fra Rambølls prosjekt-database. For deler av grunnlagsinformasjonen var det også nødvendig å kontakte personer utenfor Rambøll, som for eksempel vegforvalter i aktuelle kommuner og Meteorologisk institutt. Vurderinger knyttet til konfidensialitet ble relevant for et av prosjektene, etter ønske fra Rambøll. Dette ble løst ved å innføre en enighet om forsinket publisering av oppgaven med ett år.

2.2.3 Intervju

For å supplere måledataene og prosjektinformasjonen, var mer kvalitativ data for prosessene og vurderingene som foretas av prosjekterende i forsterkningsprosjekter av høy relevans for caseprosjektene. Intervju ble valgt som metode, ettersom det tillater for en god informasjonsflyt, oppklaring av uklareheter og misforståelser, samt god tilpasning av oppfølgingsspørsmål (Johanson og Williamson 2018, s. 391). Individuelt intervju med en person med høy fagkompetanse og bred erfaring ble valgt fremfor et større antall besvarer i et standardisert spørreskjema, grunnet muligheten for et bedre dybdeinnsyn.

Kvale og Brinkmann (2009, s. 118) fremhever viktigheten av klargjøring og begrepsliggjøring av tema, samt planlegging av alle intervjuets faser i forkant av intervjuet. Fasene omfatter (1) tematisering, (2) planlegging, (3) intervjuing, (4) transkribering, (5) analysing, (6) verifisering og (7) rapportering. Dette ble brukt som et utgangspunkt for å definere intervjuets rammer.

Intervjuets temaa var kartlegging standardprosedyre for valg og dimensjonering av forsterkningstiltak hos Rambøll i Norge, samt deres kjennskap til FWD og GPR. Det ble besluttet at et personlig, semistrukturert intervju var mest hensiktsmessig. Dette er en mellomting mellom strukturerte og ustrukturerte intervjuer. En slik intervjuform er godt egnet når en enkeltpersons erfaringer tilknyttet et fenomen undersøkes, og benyttes ofte som en datainnsamlingsmetode fra nøkkelinformanter i caseundersøkelser (Johanson og Williamson 2018, s. 391). En fordel med slike intervjuer er stor fleksibilitet for innsamling av perspektiver fra deltakerne, samtidig som fokus kan kontrolleres. Dette oppnås ved å beholde muligheten for oppfølgingsspørsmål (Johanson og Williamson 2018, s. 391). Intervjuforberedelser med intervjuobjektet ble gjort per e-post. Dette inkluderte kortfattet beskrivelse av tematikk, i tillegg til fastsettelse av intervjutidspunkt og avklaringer for forventet tidsbruk. I tråd med Kvale og Brinkmann (2009, s. 88) ble det i forkant av intervjuet etablert et informert samtykke fra alle parter. I dette inngikk blant annet en enighet om at Rambøll fikk frihet til å velge om hele eller deler av besvarelsene skulle utelates fra beskrivelsen. Intervjuobjektet ble gitt tilbud om å være anonymt.

Intervjuet ble gjennomført 4. mars 2020. Intervjuguiden inkluderte en serie med hovedspørsmål, samt oppfølgingsspørsmål som kunne stilles dersom intervjuobjektet ikke adresserte tematikken i besvarelsen av hovedspørsmålet. Hovedspørsmålene var utformet for å oppfordre intervjuobjektet til å spontant ta opp ønsket tema. Åpne spørsmål tilrette- la for at intervjuobjektet skulle stå for en høyest mulig andel av snakkingen, uten å spore av fra tematikken. En utfordring ved kvalitative forskningsintervjuer med søken etter det objektive, er å unngå ekstreme subjektive posisjoner (Kvale og Brinkmann 2009, s. 246). Med *objektivitet* menes i denne sammenhengen *frihet fra ensidighet*. For å øke graden av objektivitet og troverdighet ble spørsmålene formulert mest mulig nøytralt, uten ladde ord og uttrykk, overdrivelser eller unødvendig ledende spørsmål, som anbefalt av Kvale og Brinkmann (2009, s. 250). Dobbeltspørsmål ble unngått for å sikre at intervjuobjektet forstod spørsmålene. Intervjuguiden er vedlagt i vedlegg A.

2.2.4 Valg av etterberegningsprogram

Flere etterberegningsprogrammer ble evaluert for bruk i caseprosjektene. De mest utbredte var PVD fra Kuab, MMOPP fra Vejdirektoratet, ADtoPAVE fra IDAV, AASHTOWare Pavement ME Design, PMS Objekt fra Trafikverket og Elmod6 fra Dynatest. For å sortere ut de mest passende, ble de vurdert etter flere kriterier. En betingelse var tildeling av studentlisenser. Et unntak fra dette var PMS Objekt, som åpent kan lastes ned fra Trafikverkets hjemmesider. På bakgrunn av manglende erfaringer med de ulike programvarene, var det viktig med god og åpen kommunikasjon med programvareutvikler. Kundeservice og responstid ble derfor også et viktig kriterium.

PMS Objekt og Elmod6 ble vurdert som mest aktuelle, og er beskrevet i kapittel 3.5.4. Begge har ulike styrker og svakheter. PMS Objekt er innarbeidet i Trafikverket i Sverige, og er derfor godt tilpasset nordiske forhold. Elmod6 tillater en høyere grad av tilpasning for både beregningsmetodikk, seksjonering og tilpasning av vegkonstruksjonens struktur, og åpner blant annet for direkte importering av GPR-målinger. Det ble besluttet å inkludere både PMS Objekt og Elmod6 i hvert enkelt case, hvilket også ga anledning for en kort sammenligning av disse.

2.2.5 Seksjonering og forsterkningstiltak

For differensiereing av behovet forsterkningstiltak langs en strekning, var det nødvendig med en metode for inndeling i kortere, relativt homogene delseksjoner. Som beskrevet i kapittel 3.4.1 eksisterer det ulike metoder for dette. Seksjoneringen i ME-metoden tok utgangspunkt i GPR- og FWD-målingene: Først en inndeling etter lagtykkelser fra GPR, deretter etterberegning av disse i Elmod6, før en ny inndeling basert på delseksjoner med relativt homogene stivheter og lagtykkelser. Dette ble vurdert som en god løsning, på grunnlag av mulighetene for å differensiere etter flere ulike tilstandsparametre. Elmod6 ble prioritert over PMS Objekt for denne seksjoneringen, ettersom den tillater for en bedre kombinerings av både GPR- og FWD-målinger. For å undersøke likheter og ulikheter ved bruk av ME-metoden med og uten kjente lagtykkelser, ble et mindre omfattende eksempel på dimensjonering uten GPR-målinger inkludert for hvert case. Disse beregningene brukte mer konstante lagtykkelser, basert på reelle eller simulerte oppgravingsprøver.

For å danne et godt sammenligningsgrunnlag ble det valgt så like forsterkningstiltak som mulig i de ulike metodene. Både PMS Objekt og Elmod6 er utstyrt med dimensjoneringsmodul for beregning av nødvendig forsterkningsbehov, i form av nødvendig dekketykkelse

over eventuelle andre tiltak. Det ble forsøkt å modellere tiltakenes egenskaper så likt som mulig i begge programvarene.

Hovedformålet med caseprosjektene var å sammenligne bruk av FWD- og GPR-målinger i ME-dimensjonering med andre metoder for valg og dimensjonering av forsterkningstiltak, slik at nytteverdien av denne tilnærmingen kunne undersøkes. Det var derfor hensiktsmessig å etablere et representativt sammenligningsgrunnlag for hva som er vanlig praksis. For dette ble indeksmetoden, omtalt i 3.6.1, og tiltakene prosjektert av Rambøll også inkludert for hvert enkelt case. Indeksmetoden så langt det lot seg gjøre basert på tilgjengelig grunnlagsdata, fortrinnsvis kjennskap til lagdeling og materialegenskaper. Der oppgravingsprøver ikke var aktuelt, ble alternative løsninger brukt. For å sammenligne forsterkningsbehovet ble F_{diff} i indeksmetoden omregnet til asfalttykkelser.

Frostdimensjonering er svært relevant i Norge. For å begrense denne oppgavens omfang, ble dette imidlertid ikke tatt videre hensyn til. Der det er mest relevant er det kommentert, men ikke videre behandlet.

Kapittel 3

Teoretisk rammeverk

Dette kapitlet gir en innføring i det nødvendige teoretiske grunnlaget for forståelse og bruk av FWD- og GPR-målinger i masteroppgavens casestudium. Dette omfatter en oversikt over hva forsterkning av vegseksjoner innebærer, ulike dimensjonerings- og undersøkelsesmetoder, samt en grundig gjennomgang av behandling og anvendelse av måledata.

3.1 Forsterkning

Forsterkning defineres i håndbok N200 som "[...] tiltak som tar sikte på å forbedre en vegs og funksjon" (Statens Vegvesen 2018b). Dette inkluderer også tiltak som ikke direkte hever bæreevnen. Eksempler er bedring av dekketilstand, stabilitetstiltak og drenering. Utløsende årsaker for iverksettelse av forsterkningstiltak vil normalt være tilfeller der dekkets levetid er kortere enn forventet, basert på dekketype og trafikkbelastning, samt dersom tillatt aksellast skal økes (Statens Vegvesen 2018b). Følgende er en kort beskrivelse av de mest anvendte forsterkningstiltakene i Norge, som presentert av Hoff (2018).

- *Drenering* tar sikte på å øke bæreevnen til ubundne granulære materialer i vegkonstruksjonen, og dermed redusere elastiske og permanente deformasjoner i forsterknings- og bærelag. Dette bidrar til reduserte spordannelser og utmattingsprekker i dekket.
- *Reasfaltering* egner seg når den øvrige vegkonstruksjonen er i god stand, og deformasjoner skyldes oppbrukt dekkelevetid. Dette vil ikke nødvendigvis øke vegens bæreevne, men kan gi en betraktelig bedre kjøreopplevelse og sikkerhet for trafikantene. Reasfaltering kan gjøres direkte over det eksisterende dekket, gjerne kombinert med et tynt bærelag.
- *Dypstabilisering* er aktuelt dersom asfaltdekkets deformasjoner skyldes svakheter i øvrige lag i overbygningen. Metoden innebærer oppfresing av dekket sammen med det øvre bærelaget for å danne et nytt, bitumenstabilisert bærelag. Ofte benyttes også skumbitumen til dette formål. Dermed kan bæreevnen økes uten å heve vegen i nevneverdig grad vertikalt, og potensielle følgeproblemer unngås.
- *Breddeutvidelse* motvirker kantproblematikk, hvilket er vanlig langs smalere veger. Breddeutvidelse gir økt bæreevne nærmere vegskulder, bedre dreneringsforhold, og økt sikkerhet.

- *Masseutskift* kan være det eneste praktiske alternativet til tilfeller der vegkonstruksjonen er i såpass dårlig stand at den mest logiske løsningen er å bygge nytt. Dette er gjerne kostbart, og brukes typisk ved telehivproblematikk over kortere strekninger for å forbedre frostsikringslaget.

Analyser av lokale tilstandskartlegginger vil ofte være utgangspunktet for prioritering, planlegging og dimensjonering av aktuelle tiltak (Statens vegvesen 2015a). Utenom mer akutte skader kan aktiviteter med hensikt å forbedre vegens tilstand derfor med fordel planlegges som en del av en helhetlig strategi. Kjennskap til fremtidige påkjenninger, grunnforhold, drenering og overbygning er nødvendig for god planlegging (Statens vegvesen 2015a). For slik informasjon viser N200 blant annet til dataregistrene Nasjonal vegdatabank (NVDB) og PMS 2010.

I tilfeller der relevante grunnlagsdata ikke eksisterer eller er utdatert, må de samles inn gjennom nye undersøkelser. Dette gjøres ved overflateinspeksjoner, destruktive-, og/eller ikke-destruktive metoder (Hoff 2018). Innsamling av grunnlagsdata er ofte kostbart. Metode og omfang må derfor tilpasses økonomi og tilgjengelige ressurser. I henhold til SVVs rapport nr. N373 er det ofte verdt en ekstra investering i grundigere forundersøkelser for å redusere prosjektets risiko, ettersom en baksmell fort kan medføre kostnader i en helt annen skala (Statens vegvesen 2015a).

3.2 Empirisk dimensjonering

Empiri defineres av Malt, U. (2018) som ”[...] det som understøttes av eller grunner seg på erfaring”. I sammenheng med dimensjonering av veger dreier dette seg om å legge erfaringsdata til grunn for prosessen (Pavement Interactive 2020). Dermed foreligger det ikke nødvendigvis et behov for et veletablert grunnlag i fysikkens lover for sammenhengen mellom ulike parametre, som eksempelvis laster og materialresponser.

En utbredt empirisk dimensjoneringsmetodikk ble publisert i veilederen *AASHTO guide for Design og Pavement Structures* i 1993. Denne baseres i stor grad på et omfattende forsøksprosjekt gjennomført av *American Association of State Highway Officials* (AASHO) i 1960, der hovedmålet var å finne en sammenheng mellom vegkonstruksjoners respons ved påkjenning av bevegende belastninger (Highway Research Board 1962). Her ble en teststrekning kontinuerlig belastet med repeterende trafikk med kjente aksellaster, og deretter analysert. Med utgangspunkt i dette ble det utviklet empiriske formler for beregning av antall ekvivalente standardaksler (ESAL) til brudd for veger med asfalt- eller betongdekker. Disse formlene og deres bruk har gjennomgått flere iterasjoner i ettertid, sist revidert i 1993 (AASHTO 1993).

Flere lands vegvesener baserer stadig dimensjonering av nye veger, samt forsterkning av eksisterende, på AASHTO 1993. Et eksempel på dette er indeksmetoden, som er standardmetode i de norske håndbøkene (Statens Vegvesen 2018b), beskrevet i kapittel 3.6.1. I praksis benyttes imidlertid ofte mindre formaliserte og detaljerte empiriske metoder. Lagtykkelsen ved reasfaltering av mindre, lokale veger kan for eksempel avgjøres basert på tidligere erfaringer innad i den lokale vegforvalterens organisasjon (Pavement Interactive 2020).

3.3 Mekanistisk-empirisk dimensjonering

Mekanistisk-empirisk (ME) dimensjonering har til hensikt å identifisere fysiske årsaker til påkjenninger i vegkonstruksjonen, og kalibrere disse etter observert ytelse (AASHTO 2008). Den første delen av ME-metoden benytter teoretiske modeller for fundamentale fysiske egenskaper for å forutsi responser som spenninger, tøyninger og nedbøyninger i et materiale påført en belastning. Dette er den mekanistiske delen, der tilstandsundersøkelser som FWD og GPR inngår. Kalibrering av den teoretiske modellen til observert data er den empiriske, men sammenhengene baseres på materialresponser. Oppsprekking er for eksempel forutsett fra maksimalspenninger i asfaltlaget, og permanente deformasjoner kan beregnes når forholdet mellom spenninger og permanente tøyninger for et gitt materiale er kjent (Dynatest 2019).

I stedet for å begynne med hvert enkelt lag, tar ME-dimensjonering utgangspunkt i en antatt konstruksjon som en helhet, samt enkelte parametre som blant annet klima og trafikkbelastning. Deretter kan den antatte konstruksjonens respons til gitte belastninger beregnes. Videre kan den antatte konstruksjonen kalibreres for å bedre modellere responsen i den virkelige vegkonstruksjonen, før beregninger basert på den tilpassede modellen gir et estimat av respons over tid i form av deformasjoner, spenninger og tøyninger. Den estimerte ytelsen kan vurderes mot dimensjoneringskriterier. Som presentert i den amerikanske veilederen *MEPDG*, kan prosessen sammenfattes i følgende tre steg:

- i. *Evaluering*: Bestemmelse av inngangsverdier for initiell, antatt konstruksjon. Dette inkluderer undersøkelsesmetoder for kartlegging av skademekanismer, valg av materialer og materialmodeller, oversikt over tidligere og forventede klima- og trafikkbelastninger, samt bestemmelse av dimensjoneringskriterier (tillatte spenninger og tøyninger).
- ii. *Analyse*: Strukturell analyse av antatt konstruksjon, der spenninger, tøyninger og nedbøyninger beregnes. Dette er en iterativ prosess for å kalibrere den antatte modellen med empiriske observasjoner, som vil være fullført når avvikene er innenfor visse toleransegrenser. Tiltak kan deretter modelleres for å tilfredsstille dimensjoneringskriteriene.
- iii. *Strategivalg*: Evaluering/vurdering av alternativer, som for eksempel mulighetsstudier ("byggbarhet"), livsløpsanalyse og politiske vedtak.

3.4 Ikke-ødeleggende feltundersøkelser

Det eksisterer flere ulike metoder for å undersøke en vegs strukturelle tilstand. Overordnet kan metodene inndeles i to kategorier; destruktive (DT) og ikke-destruktive (NDT). DT påfører vegkonstruksjonen skader, som for eksempel kjerneboring og oppgraving. NDT har fordelen av å ikke påføre vegkonstruksjonen skader som krever reparasjoner i etterkant, og baseres gjerne på nedbøyninger, seismikk eller elektromagnetisme (Lalagüe 2015). I denne oppgaven er det primært de to ikke-destruktive undersøkelsesmetodene FWD og GPR som er av relevans, og som blir nærmere beskrevet i de følgende to delkapitlene.

3.4.1 Nedbøyningsmålinger

Nedbøyningsmålinger er en ikke-destruktiv metode som går ut på å påføre vegoverflaten en kjent last og måle responsen i form av nedbøyninger. Håndbok R211 definerer typiske

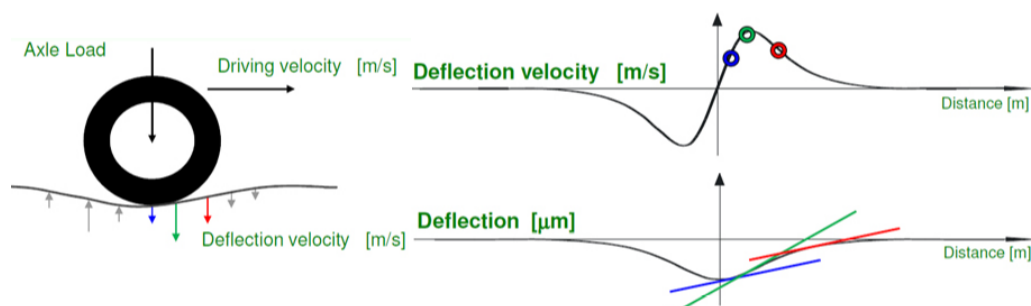
bruksområder for nedbøyningsmålinger som dimensjonering av forsterkningsbehov, aksellastrestruksjoner, samt dokumentering av gjennomførte tiltaks effekt (Statens Vegvesen 2018a).

En tidlig metode for å måle nedbøyninger i vegoverflaten var Benkelmansbjelken. Denne er i dag normalt erstattet med FWD. FWD er et hengermontert apparatur, der et lodd slippes fra en kjent høyde, for å overføre en lastimpuls til vegoverflaten, normalt fordelt over en sirkulær kontaktflate. I Norge settes lasten gjerne til 50 kN, for å simulere én hjullast ved ESAL på 10 tonn (Statens Vegvesen 2018a). Deretter måler et sett med nedbøyningsensorer, *geofoner*, nedbøyningen i ulike avstander fra lastsentrum. Nedbøyningene uttrykkes gjerne på formen D_{xxx} , der xxx representerer avstand fra lastsentrum i millimeter (FHWA 2017a). Normalt brukes 7 slike geofoner, som samlet måler et *nedbøyningsbasseng*. Gjennom behandling av innsamlet data fra de ulike sensorene kan egenskaper som stivhet (E -modul) og lastfordelende evne for vegkonstruksjonen og dens ulike lag beregnes. Etterberegninger er en metodikk for dette. Dette er en iterativ, stegvis prosess, der en konstruert modell tilpasses innmålt nedbøyningsbasseng for å etterligne den reelle vegkonstruksjonen. Deretter kan relevante verdier som stivhet, bæreevne og levetid beregnes (FHWA 2017a). Etterberegninger er nærmere beskrevet i kapittel 3.5.



Figur 3.1: Hengermontert FWD (t.v.) og måleprinsipp (t.h.) (Statens vegvesen 2015a)

Høsten 2015 ble det for første gang gjennomført nedbøyningsmålinger med *Traffic Speed Deflectometer* (TSD) i Norge (Antonsen 2016). Tanken bak TSD er å kunne utføre nedbøyningsmålinger mer effektivt ved å gjennomføre målingene i trafikkhastighet. Dermed kan store kostnadsbesparinger oppnås i form av raskere datainnsamling og redusert behov for arbeidsvarsling og -sikring (Antonsen 2016). Utstyret er montert på en lastebil, der lasere benyttes for selve målingene. Nedbøyningene beregnes deretter ved hjelp av dopplereffekten. I motsetning til andre metoder for å måle nedbøyninger, er det ved TSD-metoden hastigheten på nedbøyningene som måles, ikke absoluttverdien. De faktiske nedbøyningene vil dermed være den intergrerte av nedbøyningshastigheten, kombinert med en kurvetilpasning (Greenwood Engineering 2019). Prinsippet er illustrert i figur 3.2.



Figur 3.2: Prinsippskisse for TSD-målinger (Greenwood Engineering 2019)

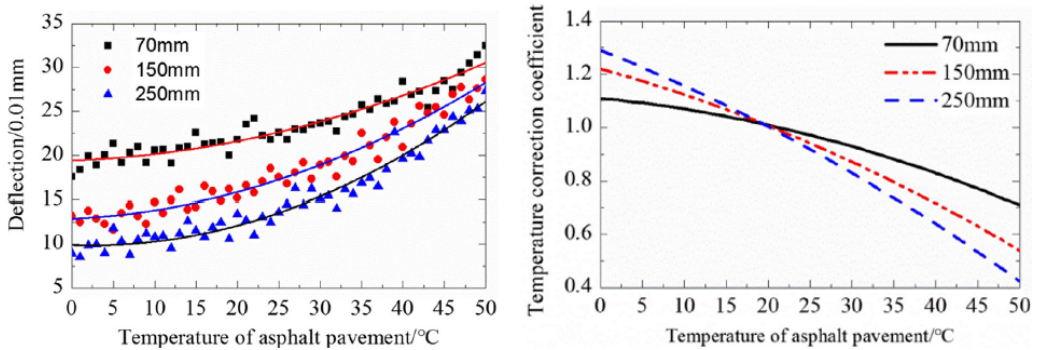
3.4.1.1 Nøyaktighet og presisjon

FWD-målinger påvirkes av en rekke parametre som kan medføre varierende grad av usikkerheter. Til tross for at selve måleprosedyren ved bruk av FWD er relativt standardisert, har studier vist at resultatene kan variere stort mellom utstyr fra ulike produsenter under samme målebetingelser. Også kalibrert utstyr fra samme produsent kan gi store forskjeller. Repeterbarheten for et sett med målinger kan derfor være sterkt avhengig av tilgjengeligheten av det samme utstyret (Zaghloul *et al.* 2005).

Ulike fysiske forhold tilknyttet vegkonstruksjonen og dens omgivelser spiller en vesentlig rolle for nedbøyningsmålingene og den etterfølgende behandlingen av disse. En av de viktigste påvirkningsfaktorene er materialresponsen til bituminøse lag ved påføring av en akutt belastning (El Ayadi *et al.* 2012). Slike materialer har typisk en viskoelastisk responsmodell, hvilket betyr at den indre friksjonen i materialet, viskositeten, gir en treghet i deformasjonen under belastningen. Tilsvarende vil materialet bruke tid på å returnere til sin originalform (Ore, S. 2014). Viskoelastisk materialrespons ved belastningsforsøk medfører dermed at tidsaspektet ved målingene får en innvirkning på resultatene. Dette ble for eksempel vist av Xu og Prozzi (2014). De sammenlignet resultater fra simuleringer av ulike responsmodeller for varmbladet asfalt ved bruk av en *Finite Element Method* (FEM); statisk-elastisk, elastisk bølgeforplantning, statisk-viskoelastisk og viskoelastisk bølgeforplantning, med hensikt å evaluere statiske bølgeforplantningsmodeller opp mot viskoelastiske for asfaltresponser, ettersom det i dimensjoneringsmodeller normalt benyttes en statisk tilnærming. Resultatet fra simuleringen viste at viskoelastisitet i form av en treghetsrespons ved belastning medfører en signifikant påvirkning på størrelsen og formen til nedbøyninger, der spenningene i topp dekke er større og spenningene i bunn dekke er mindre enn ved statisk modellering. I en relatert studie, for å ta hensyn til den dynamiske responsen til en vegkonstruksjon utsatt for FWD-belastninger ved modellering, utviklet El Ayadi *et al.* (2012) en semi-analytisk modell og en modell i en FEM. Begge modellene viste seg bedre ved sammenligning med den tradisjonelle lineærelastiske, statiske modellen, som ikke evner å ta hensyn til den dependente effekten belastninger har nedover i konstruksjonen i viskoelastiske materialer.

I tillegg til tid er temperatur nært knyttet til responsen i viskoelastiske, bituminøse materialer. For å videre kartlegge temperaturens påvirkning på asfaltens nedbøyningsbasseng, utførte Zheng, Zhang og Liu (2019) feltmålinger med FWD på tre ulike vegseksjoner ved ulike årstider gjennom et år. Asfaltdekkets tykkelse ved de tre vegseksjonene var 70, 150 og 250 mm. Resultatene tydet på at nedbøyningen i lastsentrum (d_0) ved tykkere dekker

i større grad påvirkes av temperaturforskjeller enn tynnere. For det 250 mm tykke dekket ble det funnet en korreksjonsfaktor på 1,29 for 0°C og 0,40 ved 50°C, ved referansetemperatur 20°C. Tilsvarende verdier for det tynneste dekket var 1,11 og 0,71. Figur 3.3 viser resultatene grafisk.



Figur 3.3: Nedbøyninger i d_0 ved ulike temperaturer (t.v.) og korreksjonsfaktorer fra 20°C (t.h.) (Zheng, Zhang og Liu 2019)

De fleste studier med FWD er gjennomført på intakte dekker. I forsterkningssammenheng er imidlertid ofte asfaltdekket oppsprukket. Ved å gjennomføre FWD-målinger over et år med faste tidsintervaller, la Chen *et al.* (2000) opp til en lignende forsøksstruktur som Zheng, Zhang og Liu (2019). I motsetning til sistnevnte studie hadde derimot én av testseksjonene tverrgående sprekkdannelser. Et funn i denne undersøkelsen var at kun nedbøyningene i lastsentrum og under den nærmeste nedbøyningssensoren (avstand 305 mm) ble vesentlig påvirket av temperaturendringer ved intakte dekker. Det ble også funnet at nedbøyningene i det oppsprukne dekket hadde en mye lavere temperaturømfintlighet enn det intakte. En av konklusjonene var derfor at temperaturkorrigeringer, som normalt er utarbeidet for intakte dekker, må brukes med omhu ved deformerte dekker. For å best mulig ta hensyn til temperaturens effekt på FWD-målinger på bituminøse dekker, anbefaler H. Park, Kim og S. Park (2005) å gjennomføre målingene i intervallet 5-25°C. Dette samsvarer med blant annet det svenske Trafikverkets anbefalinger på måletemperaturer mellom 10-25°C.

FWD har til hensikt å etterligne en dimensjonerende hjullast (Statens vegvesen 2015a). En mindre omtalt, men potensielt betydelig faktor for nytteverdien av FWD-målinger er derfor hvor presis denne antakelsen er. Dette er mindre omtalt i litteraturen. Én av de som ser nærmere på dette er Wang og Li (2016), som forsøkte å undersøke dette ved å gjennomføre en mekanistisk simulering av en FWD-belastning ved bruk av en FEM, for deretter å sammenligne med en simulert, bevegende hjullast. Det ble konkludert med at belastning med FWD resulterte i en høyere respons enn for en bevegende hjullast ved samme belastning når dekkets tykkelse ble mindre, eller dersom temperaturen økte. Antakelsen om at en FWD-belastning tilsvarer en dimensjonerende hjullast i høy hastighet viste seg kun gyldig for lastpulsens varighet, og ikke for kritisk dekkerrespons (Wang og Li 2016). Dette kan potensielt være relevant å ta hensyn til ved bruk av nedbøyningsmålinger, spesielt dersom målingene skal benyttes mer direkte enn i for eksempel etterberegninger.

3.4.1.2 Nedbøyningsmålinger i litteraturen

Tolkning av nedbøyningsbassengets form og størrelse kan indikere hvor i konstruksjonen en finner de svakeste lagene, samt hvor svake disse er (FHWA 2017a). Selve måleprosedyren er det mindre uenighet om; det er selve databehandlingen for å finne den strukturelle tilstanden som er gitt mest oppmerksomhet i forskningssammenheng, der det ofte fokuseres på en mekanistisk tilnærming i form av etterberegninger. Ettersom dette både er en tids- og kompetansekrevende metode har flere utarbeidet enklere metoder for å kartlegge strukturelle parametre som kan beregnes direkte fra nedbøyningsbassenget. Slike metoder baseres i de fleste tilfeller på empiri. De følgende avsnittene gir en kort introduksjon til enkelte av de mest omtalte blant disse.

Flere engelskspråklige journaler har publisert forskningsartikler som undersøker mer direkte bruk av nedbøyningsmålinger. Solanki, Gundaliya og Barasara (2016) presenterte en metode for å kartlegge den strukturelle tilstanden til en eksisterende vegseksjon ved å innføre parametrene *Surface Curvature Index* (SCI), *Middle Layer Index* (MLI) og *Lower Layer Index* (LLI). Disse tar utgangspunkt forholdstallet for henholdsvis D_0/D_{300} , D_{300}/D_{600} og D_{1200}/D_{1500} , og bruker derfor en stor andel av nedbøyningsbassenget. Videre ble det gitt referanseverdier som kan benyttes for å kategorisere vegens tilstand med utgangspunkt i disse verdiene, basert på deres erfaringstall. Ved sammenligning med tradisjonelle etterberegninger for de samme seksjonene, ble det konkludert med at disse parametrene gir en god indikasjon på hvor i vegkonstruksjonen svake lag kan finnes. Dermed kan parametrene med fordel benyttes som grunnlag for inndeling av vegen i mer eller mindre homogene undergrupper for videre undersøkelser (Solanki, Gundaliya og Barasara 2016).

I dimensjoneringsveilederen fra AASHTO (1993) inngår parametren *Structural Number* (SN) sentralt for bestemmelse av gjenværende levetid for et lag. SN brukes videre til beregning av antall ESAL til brudd, ved hjelp av en empirisk avledet formel. SN fungerer som et fiktivt mål på et lags bæreevne, men har ingen direkte tilknytning til mekanistiske materialeegenskaper. Beregningen av SN for den samlede vegkonstruksjonen gjøres etter formel 3.1, som presentert i AASHTO (1993).

$$SN = a_1 D_1 + a_2 D_2 m_2 + a_3 D_3 m_3 + \dots + a_i D_i m_i \quad (3.1)$$

- a_i = lastfordelingskoeffisient for lag i som tilsvarer den relative styrken til lagets materiale sammenlignet med referansemateriale
- D_i = lagtykkelse for lag [*in.*]

I et forsøk på å tilknytte FWD-målinger til metodikken i AASHTO 1993, ble formel 3.2 inkludert for beregning av den *effektive* SN, SN_{eff} (AASHTO 1993).

$$SN_{eff} = 0,0045 \cdot D \cdot \sqrt[3]{E_p} \quad (3.2)$$

- D = total overbygningstykkelse [*in.*]
- E_p = effektiv E-modul for den totale overbygningen [*lbf/in.²*]

E_p kan estimeres via etterberegninger fra nedbøyningsmålingene, men å finne det enkelte lags individuelle lastfordelingskoeffisient har vist seg vanskelig, blant annet påpekt av Pologruto (2001). At SN påvirkes betydelig av sesongvariasjoner bidrar til å øke kompleksiteten. Med utgangspunkt i SN_{eff} , beregnet fra nærmere 30 000 nedbøyningsmålinger,

fremla Pologruto (2001) en metode for å beregne lastfordelingskoeffisientene for overbygningmaterier in-situ. Denne metoden baserer seg på estimeringer av SN_{eff} fra etterberegnete stivheter i over- og underkant av et gitt lag ved gitte måletemperaturer, samt lagets tykkelse. Fordelen med denne modellen er at den tillater for en bedre vurdering av materialer som ikke er standardisert i AASHTO (1993) (Pologruto 2001). For å finne forsterkningsbehovet kan differansen mellom kravet til SN (SN_{req}), og SN_{eff} beregnes. Førstnevnte er tabulert for standardmaterialer. Det faktiske tiltaket vil avhenge av forsterkningsmaterialenes lastfordelingskoeffisient (AASHTO 1993).

Flere har sett nærmere på sammenhengen mellom nedbøyningsmålinger og SN, og flere har kritisert AASHTO (1993) for å være for simpel og upresis (Salt og Stevens 2001; Dasari *et al.* 2013; Horak *et al.* 2014). Horak *et al.* (2014) kommenterer at metoden har en overdreven tillit til nedbøyninger fra Benkelmansbjelken, som kun betrakter nedbøyningene i lastsentrum. I en omfattende undersøkelse som inkluderte 50 ulike vegseksjoner i Louisiana, USA, undersøkte Dasari *et al.* (2013) sammenhengen mellom deformasjoner i vegoverbygningen i form av nøkkeltallsindikatorer for strukturell tilstand (oppsprekking, spordannelse og ruhet), indeksverdier som beskriver overflatetilstand og SN. Resultatet viste en høy grad av usikkerhet i beregningen av SN, med en gjennomsnittlig variasjonskoeffisient på 35%. De største påvirkningsfaktorene for beregningene ble vist å være, i synkende grad av påvirkning, dekketykkelse, krakelering, jevnhet på langs (IRI) og bærelagets tykkelse. Spordannelse og tidligere "lapping" viste liten effekt på SN, og det var ingen korrelasjon mellom gjennomsnittlig SN og gjennomsnittlig stivhet for asfaltdekket.

Nam, An og Murphy (2014) påpekte at beregningene av SN_{eff} , som presentert i AASHTO (1993) ofte underestimerer den strukturelle kapasiteten til vegkonstruksjonen, hvilket kan føre til overdimensjonering. Et mer passende bruksområde for SN kan derfor være inndeling av en veg i undergrupper med lignende strukturell tilstand, ettersom det i en slik sammenheng primært vil være forholdstallene som er relevante (Nam *et al.* 2016). En slik nettverkskartlegging kan gjøres ved å beregne verdien *Surface Condition Index* (SCOI), ved hjelp av formel 3.3. SCOI gir en indikator på tilstanden til et eksisterende dekke, sammenlignet med forventet tilstand.

$$SCOI = \frac{SN_{eff}}{SN_{req}} \quad (3.3)$$

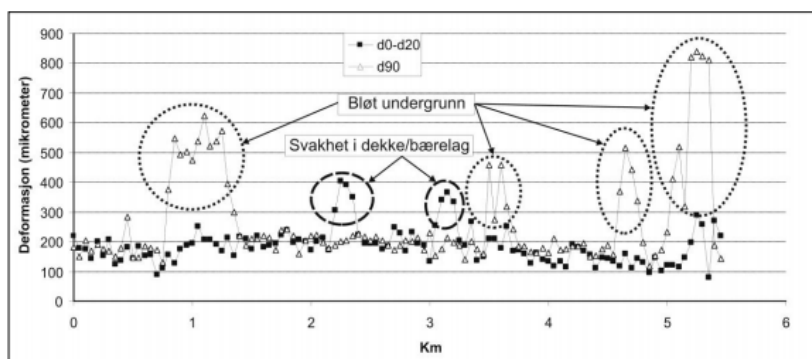
Flere andre studier har kommet til samme konklusjon; SCOI basert på FWD-målinger, helst sammen med en kjent lagfordeling, kan egne seg godt som et raskt og nyttig verktøy for nettverkskartlegging av strukturell tilstand, blant annet fordi det kreves minimalt med inngangsdata for beregningene (Noureldin *et al.* 2003). På prosjektnivå er derimot usikkerheten i beregning av SN_{eff} ofte for stor (Horak *et al.* 2014; Nam *et al.* 2016). En annen svakhet ved SCOI, lagt frem av Salt og Stevens (2001), er mangelen på hensyn til en overbygningens respons til en gitt last, og verdien gir derfor ingen indikatorer på hvor en eventuell svakhet befinner seg. For eksempel vil et dekke med bitumenstabilisert bærelag over ustabile underliggende lag kunne gi en høy SN_{eff} , men vil allikevel deformeres raskt når bærelaget sprekker opp. Som et supplement til SN og SCOI foreslår derfor Salt og Stevens (2001) å benytte de tidligere nevnte indikatorene SCI, MLI og LLI for en komplett evaluering.

3.4.1.3 Nedbøyningsmålinger i Norge

Bruken nedbøyningsmålinger i Norge har historisk sett vært bregrenset (Statens Vegvesen 2018b). Dette reflekteres i både få og mindre detaljerte standarder og veiledere. I 2018-versjonen av N200 nevnes to bruksområder for nedbøyningsmålinger: dypkomprimering ved hjelp av FWD og tilstandsmålinger av eksisterende veger som grunnlag for forsterknings- og rehabiliteringstiltak (Statens Vegvesen 2018b). Disse beskrives imidlertid ikke nærmere, utenom at det påpekes at FWD kan benyttes som supplerende målinger til indekismetoden for å bidra til en fornuftig inndeling i delstrekninger for differensiering av forsterkningstiltak.

I 2014-versjonen av N200 er nedbøyningsmålinger med FWD noe mer omtalt. Målingene legges her frem som et supplement til tradisjonelle levetidsbetraktninger, gjerne kombinert med oppgravingsprøver og DCP-/CBR-målinger for fastlegging av forsterkningsbehovet. Beskrivelsen omfatter standard utstyrskonfigurasjon, inkludert nedbøyningssensorer, platelast og -diameter, og normal måleprosedyre i form av punktavstand og plassering i kjørebanelen. Det anbefales blant annet en platediameter på 300 mm med en tilstøttet last på 50 kN, og det bør minst brukes 6 nedbøyningssensorer. Videre presenteres kort tilleggsmålinger og databehandling. For å oppnå representative resultater er det nødvendig å kjenne lagtykkelsene, som kan finnes ved bruk av GPR, oppgraving eller historikk. Anbefalt bruk av FWD-målingene er etterberegning av stivheter som utgangspunkt for å finne de ulike lagenes lastfordelingskoeffisient, men beregningsgangen for dette er ikke videre beskrevet. Deretter kan forsterkningsbehovet fastlegges ved hjelp av indekismetoden (se kapittel 3.6.1). 2014-versjonen av N200 understreker at vanlig tolkning av nedbøyningsmålinger normalt gir et vesentlig mindre forsterkningsbehov enn oppgravingsprøver (Statens Vegvesen 2014).

Alternativt til beregning av stivhet og lastfordelingskoeffisient, kan FWD-målinger benyttes direkte for å lokalisere svake lag i undergrunn og overbygning. Dette gjøres ved å vurdere nedbøyningens størrelse i ulike avstander fra lastsentrum, men er kun beskrevet grafisk i 2014-utgaven av N200, vist i figur 3.4.



Figur 3.4: Bruk av FWD for kartlegging av svake lag (Statens Vegvesen 2014).

Den eneste øvrige håndboka der FWD-målinger omtales er *Håndbok R211: Feltundersøkelser*; en samling av metodebeskrivelser for feltundersøkelser som utføres av eller for SVV (Statens Vegvesen 2018a). FWD fremheves her som et verktøy for kartlegging av en vegs tilstand, uttrykt ved verdien "bæreevne". Bæreevnen kan beregnes ved hjelp

av to enkle formler, der det skilles mellom grus- og asfaltdekker (formel 3.4 og 3.5). For bæreevnen er de 90% beste målingene dimensjonerende, hvilket betyr at de 10% svakeste målingene forkastes.

$$B_{asfalt} = 11 \cdot \left(\frac{E_{dim}}{200} \right)^{0,6} \cdot \left(\frac{50}{\mathring{A}DT_T} \right)^{0,072} \quad (3.4)$$

$$B_{grus} = 11 \cdot \left(\frac{225 \cdot p}{d_0 \cdot 150} \right)^{0,6} \cdot \left(\frac{50}{\mathring{A}DT_T} \right)^{0,072} \quad (3.5)$$

$$E_{dim} = 110 \cdot \frac{p}{\sqrt{d_0 \cdot (d_0 - d_{200})}} \quad (3.6)$$

- E = elastisitetmodulen [MPa]
- B = Bæreevne [tonn]
- p = kontakttrykk [MPa]
- $\mathring{A}DT_T$ = årsgntrafikk for tunge kjøretøy
- d_0 og d_{200} = nedbøyning henholdsvis i og 200 mm fra lastsentrum [mm]

På tilsvarende måte er formler for bæreevnen utledet for TSD, vist i formel 3.7 og 3.8 (Mork 2019a)

$$B = 64 \cdot \mathring{A}DT_T^{-0,0072} \cdot DIM^{-0,6} \quad (3.7)$$

$$DIM = (9,8509 \cdot 10^6 \cdot d_0 \cdot (d_0 - d_{200}))^{0,5} \cdot \frac{1}{0,82} \cdot \left(\frac{P_{TSD} \cdot 9,81}{2 \cdot \pi \cdot 0,82} \right)^{-0,5} \quad (3.8)$$

- P_{TSD} = Dynamisk aksellast, TSD [kg]

Rapporten *Forsterkning av veger* (N373), utgitt av SVV som en del av FoU-programmet *Varige veger*, er et forsøk på å utforme en helhetlig forsterkningsveileder (Statens vegvesen 2015a). Basert på eksempler påpekes det i N373 at bæreevneberegningene fra 2014-utgaven av N200 korrelerer dårlig med forventet dekkelevetid. Ofte er det også dårlig samsvar mellom beregnet og dimensjonerende bæreevne, ettersom FWD-målinger normalt gjennomføres når vegkonstruksjonen og undergrunnen er stabil. For å kompensere for dette foreslås det å gjøre en subjektiv reduksjon av registrert bæreevne med 3-4 tonn (Statens vegvesen 2015a). Ved dimensjonering av forsterkningstiltak kan beregnet bæreevne knyttes til indeksmetoden ved å øke F_{diff} med anslagsvis 7 for hver økning i bæreevnen på ett tonn. Det konkluderes imidlertid med at dimensjonering basert på bæreevne, beregnet ut fra kun nedbøyningsmålinger, er beheftet med store usikkerheter, og er mindre pålitelige enn oppgravingsprøver. En forenklet bruk av nedbøyningsdata er å beregne krumningsfaktoren for å differensiere hvor i vegkonstruksjonen en kan forvente å finne de svakeste materialene. I henhold til N373 kan dette gjøres som følger:

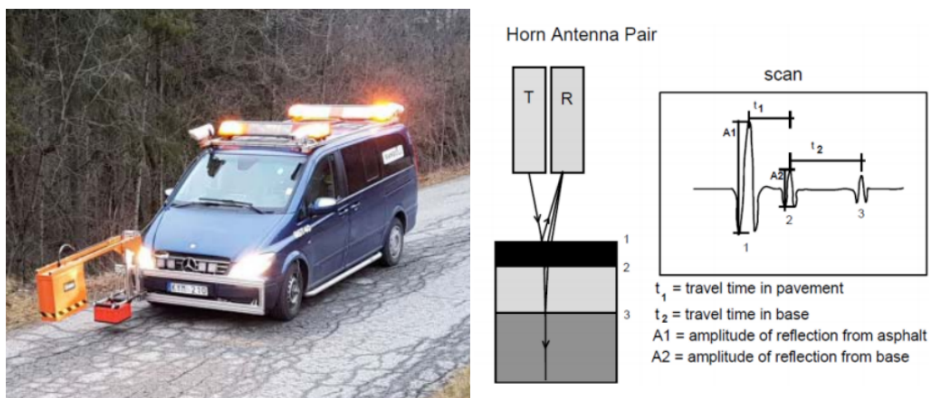
$$K = \frac{d_0}{d_0 - d_{20}} \quad (3.9)$$

- $K > 5$: de relative nedbøyningene i lastsentrum er større enn i avstand 20 cm, hvilket indikerer at de største svakhetene kan antas å ligge i nedre del av konstruksjonen (undergrunn eller forsterkningslag).
- $5 > K > 3$: de relative nedbøyningene i lastsentrum og i avstand 20 cm er jevnere, hvilket indikerer at de største svakhetene kan antas å ligge i midtre del av konstruksjonen (forsterkningslag eller bærelag).

- $3 > K$: de relative nedbøyningene i lastsentrum er mindre enn i avstand 20 cm, hvilket indikerer at de største svakhetene kan antas å ligge i øvre del av konstruksjonen (bærelag eller dekke).

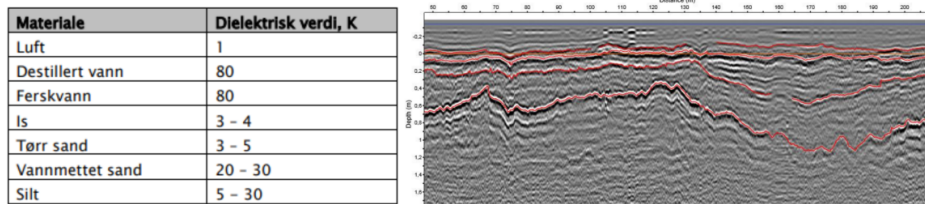
3.4.2 Georadar

GPR er en annen NDT, som kan benyttes for undersøkelse av ulike egenskaper i underliggende materialer. I vegsammenheng brukes GPR primært til kartlegging av lagdelingen i en vegkonstruksjon (Statens vegvesen 2015a). Materialer som benyttes til vegformål kan beskrives som *dielektriske*. Forenklet beskriver dette deres evne til å lede strøm. GPR-målinger utnytter disse egenskapene ved å transmittere elektromagnetiske bølger med en kjent frekvens (normalt 1-2 GHz) fra en kjøretøymontert antenne. Hver gang disse bølgene treffer et sjikt der de dielektriske egenskapene endres, reflekteres deler av energien. For hver bølge som transmitteres måles amplitude og tid fra bølgen sendes ut til den reflekteres tilbake til antenna, som illustrert i figur 3.5. Det er disse registreringene som danner GPR-dataene (Lalagüe 2015). Normalt sendes elektromagnetiske bølger ut i en puls med faste intervaller, samtidig som utstyret forflyttes langs vegens lengdeakse. Dermed akkumuleres det et lengdeprofil med kjente lengdeintervaller. Luftmonterte antenner, altså antenner som ikke er i kontakt med dekkets overflate, har vist seg bedre enn overflatemonterte antenner til vegformål (Lalagüe 2015).



Figur 3.5: Front-, og luftmontert GPR (t.v.) (Foto: Martin Wistrøm (2019)). Prinsipiell virkemåte GPR (t.h.) (Statens vegvesen 2015a)

Differansen i dielektriske egenskaper mellom ulike lag er avgjørende for resultatenes pålitelighet, hvilket medfører det kan være vanskelig å skille mellom lag der differansen lav (Lalagüe 2015). Lalagüe (2015) understreker at disse egenskapene derfor bør kvantifiseres så presist som mulig, og at den enkleste metoden for dette er å undersøke resultater fra laboratorietester i litteraturen. Et eksempel på dielektriske verdier, samt et eksempel på typisk rådata fra GPR-målinger i form av et radiogram, er vist i figur 3.6.

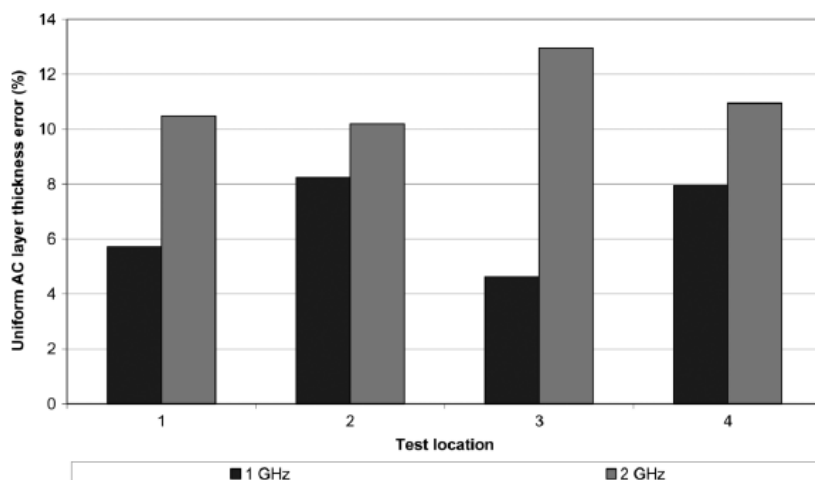


Figur 3.6: Typiske dielektriske konstanter (t.v.) og radiogram fra GPR-målinger (t.h.) (Statens vegvesen 2015a)

3.4.2.1 Nøyaktighet og presisjon

GPR-målingers pålitelighet ved kartlegging av materialsjikt i grunnen er blitt mye studert. En naturlig tilnærming for slike studier er sammenligning med oppgravingsprøver. I sin doktorgradavhandling gjennomførte Lalagüe (2015) et omfattende litteraturstudium for å etablere en omfattende oversikt over resultatene fra slike sammenligninger. I oversikten illustreres betydningen av frekvensen til de elektromagnetiske bølgene; høyere frekvenser gir et dårligere totalbilde av lagfordelingen (Lalagüe 2015). Denne observasjonen underbygges av Khamzin *et al.* (2017), som gjennomførte forsøk på to strekninger i Missouri, USA. I denne studien ble det gjennomført GPR-målinger i trafikkhastighet, der ulike elektromagnetiske frekvenser ble benyttet. En frekvens på 2 GHz resulterte i en effektiv penetrasjonsdybde på kun 457 mm. For å øke nytteverdien ble det konkludert med at to tvillingmonterte antenner, én med lavere og én med høyere frekvensområde, egner seg best til kartlegging av lagfordelinger. Argumentet var en bedre kombinasjon av oppløsning i de øvre lagene fra de høyfrekvente signalene, og en god dybdepenetrasjon fra de lavfrekvente signalene. Frekvensene i de to tvillingmonterte antennene som resulterte i best kartlegging i denne studien var 1,5 GHz og 400 MHz.

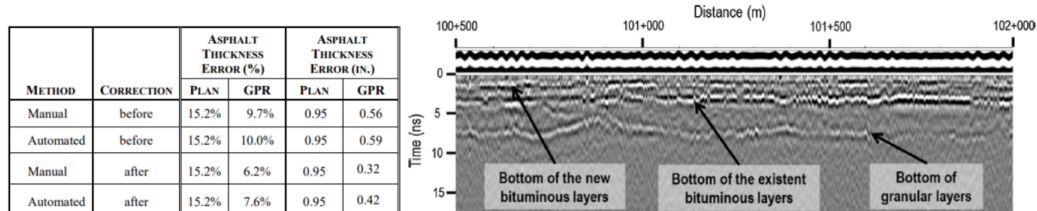
En overvekt av litteraturen undersøkt av Lalagüe (2015) konkluderer med et avvik mellom reell og estimert tykkelse for bituminøse dekker ved bruk av GPR på under 10% når, frekvensen på de elektromagnetiske signalene benyttet er 1 GHz. Undersøkelsene er for det meste gjennomført ved dekketykkelser over 10 cm, men også undersøkelser ved tykkelser nær og under 5 cm har vist lave avvik. For slitelag fant eksempelvis Loizos og Plati (2007) avvik ned mot 2,7% ved bruk av 2 GHz og luftmontert antenne. I den samme studien ble det imidlertid konkludert med at 1 GHz egner seg bedre til vegformål. Begrunnelsen for dette var at 2 GHz gir betydelig større feilmarginer i lavereliggende lag; 10,19-12,90% med 2 GHz mot 4,62-8,25% med 1 GHz for Ab-dekker. Disse resultatene er vist i figur 3.7. For å undersøke GPR-målingers repeterbarhet, utførte Al-Qadi, Lahouar og Loulizi (2002) målinger ved flere ulike vegseksjoner med kjente lagfordelinger, og viste til målinger med avvik fra reelle dekketykkelser mellom 5,9 og 12%. Ulikhetene ble påpekt å kunne skyldes varierende forekomst av overflatevann i de ulike målepunktene.



Figur 3.7: Avvik i asfaltykkelse, målt med GPR (Loizos og Plati 2007).

Kalibrering av GPR-målinger ved hjelp av én eller flere oppgravingsprøver har vist seg betydelig for GPR-målingers pålitelighet (Loizos og Plati 2007; Lalagüe 2015). Signifikansen av slike kalibreringer for tynne dekkers tykkelse er blant annet undersøkt av Willett og Rister (2002). Deres resultater indikerte 65% feil i lagtykkelse uten kalibrering, 17% med én oppgravingsprøve, og en nær asymptotisk verdi på 5,3% ved to eller flere. At det undersøkte dekket var tynt, medførte en større prosentmessig variasjon i resultatene enn hva tilfellet ville vært ved tykkere dekker (Lalagüe 2015). I samme undersøkelse ble det også funnet at overflatevannets påvirkning ved målinger i frekvensområdet rundt 1 GHz har liten effekt på resultatene, men påvirker i større grad ved høyere frekvenser (over 2 GHz) (Willett og Rister 2002). I en beslektet undersøkelse av en strekning på 70 meter med kjente lagtykkelse, fant Lalagüe (2015) ved kalibrering med én oppgravingsprøve 5,32-11,83 % avvik fra reelle lagtykkelse ved bruk av GPR. Tilsvarende Willett og Rister (2002), nærmet avviket seg 5% ved flere målinger, og det ble observert en tydelig avtakende effekt utover 3 kalibreringsprøver. Oppgravingsprøvene bør tas så nært GPR-målingene som mulig for at kalibreringen skal optimaliseres (Lalagüe 2015).

Både presisjon og nøyaktighet ved GPR-målinger er nært knyttet til selve tolkningen av GPR-målingene (Lalagüe 2015). For å øke påliteligheten er det derfor aktuelt å utvikle programvare som automatisk kan tolke bildene (McGrath, Maser og Puccinelli 2013). Ved å undersøke data fra målinger med GPR og FWD, i tillegg til oppgravingsprøver på 26 ulike vegseksjoner á omlag 150 meter i Montana, hadde McGrath, Maser og Puccinelli (2013) til hensikt å undersøke nøyaktigheten til manuell og automatisk tolkning av GPR-målingene, samt utvikle en sikkerhetsprosedyre for å identifisere feiltolkninger basert på data fra målinger med FWD. Resultatene ble kontrollert mot oppgravingsprøver, og også sammenlignet med prosjekterte lagtykkelse, hvilket resulterte i differanseverdiene presentert i figur 3.8. De manuelle tolkningene resulterte i lavere differanser, men ulikhetene mellom tolkningsmetodene var små. Til gjengjeld var den automatiske tolkningen betydelig raskere (McGrath, Maser og Puccinelli 2013).



Figur 3.8: Differanser i målte asfalttykkelser ved ulike metoder, sammenlignet med oppgravingsprøver (McGrath, Maser og Puccinelli 2013) (t.v.) og eksempeltolkning av GPR-målinger (Marecos *et al.* 2017) (t.h.)

3.4.2.2 Anvendelse til vegformål

God kjennskap til lagtykkelser er viktig når en eksisterende vegkonstruksjon skal evalueres; både for empiriske og ME metoder. For å finne lagtykkelsene i en eksisterende vegkonstruksjon kan det benyttes oppgravingsprøver, men dette medfører visse ulemper. Marecos *et al.* (2017) påpeker blant annet at vegkonstruksjonen for en seksjon skjeldent er homogen, og oppgravingsprøver kun vil gi lagdelingen i det aktuelle punktet. I tillegg er det tidskrevende å montere utstyret og gjennomføre prøvene, hvilket ofte medfører et behov for trafikkhåndtering. For dette har GPR et fortrinn, og har potensial til å både oppnå en bedre strukturell kartlegging og tilrettelegge for mer optimal ressursbruk (Ahmed, Tarefder og Maji 2014). GPR-målinger er vist å være en effektiv metode for å finne lagtykkelser øvre lag i vegkonstruksjonen, spesielt bundne lag. For etterberegninger av nedbøyningsmålinger er dette spesielt vesentlig, ettersom de øvre lagene har en stor påvirkning på de etterberegnete stivhetene for bituminøse lag (Uzarowski, Maher og Balasundaram 2005; Marecos *et al.* 2017).

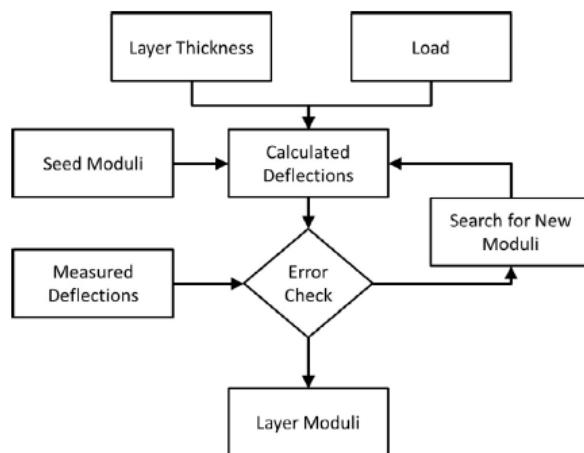
3.5 Etterberegninger

Etterberegninger kan benyttes for beregning av stivheter i en vegkonstruksjon, med utgangspunkt i nedbøyningsmålinger (Göktepe, Agar og Lav 2006). Stivhet (E – modul) er en fysisk definert materialparameter, og som knytter etterberegninger til ME-metoden (FHWA 2017a). En vanlig måte å bruke av stivhetene er kartlegging av den strukturelle tilstanden til vegkonstruksjonen i form av antall ESAL til brudd, som deretter kan sammenlignes med opptredende ESAL i dimensjoneringsperioden (Statens vegvesen 2015a). De neste delkapitlene gir en beskrivelse av den generelle etterberegningsprosessen, ulike analyseprinsipper, samt en introduksjon til de mest aktuelle etterberegningsprogrammene for denne masteroppgaven.

3.5.1 Generelt

Målet med etterberegninger er å etablere en modell som har en oppførsel under belastning så lik den målte vegkonstruksjonen som mulig. For å oppnå dette tilpasses et simulert nedbøyningsbasseng til det målte, der stivheten til de ulike lagene i simuleringen er kjent (FHWA 2017a). Tilpasningen foregår gjennom en iterasjonsprosess, der de simulerte lagenes stivhet stadig justeres for å bedre tilpasse den målte responsen i alle nedbøyningssensorene. Når differansen er tilstrekkelig lav, antas stivhetene i den simulerte modellen å være et godt anslag for den reelle vegkonstruksjonen. Hvor godt det simulerte

og det målte nedbøyningsbassenget må korrelere før avviket dem imellom aksepteres, avhenger av toleransegrensene. Disse settes i form av prosent- eller absoluttverdier (Dynatest 2019). Figur 3.9 viser en systemskisse av etterberegningsprosessen.



Figur 3.9: Skjematisk oversikt over etterberegningsprosessen (Marecos *et al.* 2017)

3.5.2 Nøyaktighet og presisjon

Før første iterasjon kan begynne må verdier for de ulike lagenes stivheter anslås. Disse refereres gjerne til som *seed moduli*, og vil videre omtales som *referansestivheter*. Dersom avviket mellom referansestivheten og den reelle stivheten er stor, vil det kunne medføre unøyaktige etterberegnete stivheter (FHWA 2017a). Mange variable påvirker stivhetene til de ulike lagene i en vegkonstruksjon, som gjør prosessen komplisert. Enkelte etterberegningssystemer forsøker å ta hensyn til dette ved å blant annet la brukeren justere en faktor for grad av deformasjon, som videre bidrar til å korrigere stivhetene til de valgte standardmaterialene (Trafikverket 2020).

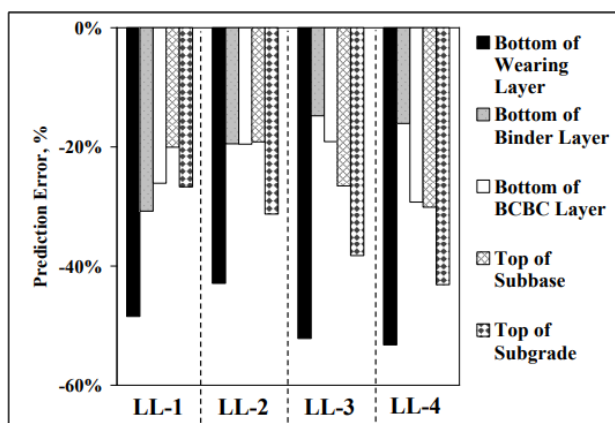
Forhold knyttet til referansestivheter er også en av årsakene til at de fleste kommersielle etterberegningssystemene har en maksimalgrense på antall lag som kan benyttes i beregningene (Dynatest 2019). Jo flere lag som inkluderes, desto flere ukjente parametre i beregningene. Dermed øker antallet potensielle løsninger, og sannsynligheten for at feil løsning blir valgt øker. Stort avvik mellom referansestivhet og reell stivhet øker også sannsynligheten for feil løsning. Kontroll med ingeniørmessig skjønn er derfor nødvendig (Dynatest 2019).

Store avvik mellom de antatte og de reelle lagtykkelsene vil kunne medføre store feil i de etterberegnete stivhetene. Spesielt gjelder dette for lag med en høy stivhet, og som dermed i større grad påvirker nedbøyningsbassenget (Uzarowski, Maher og Balasundaram 2005; Ahmed, Tarefder og Maji 2014). Metoder for å kartlegge lagtykkelser er derfor både relevant, og ofte helt nødvendig for å oppnå tilstrekkelig pålitelighet i etterberegningene. Marecos *et al.* (2017) demonstrerte nytteverdien av GPR i kombinasjon med FWD for å effektivt og nøyaktig kartlegge bæreevnen til en vegkonstruksjon med bituminøst dekke, gjennom et feltforsøk på en 15,6 km lang strekning. Ved hjelp av målinger med FWD og GPR kunne det effektivt inndeles i 18 delseksjoner med lignende strukturell

tilstand, før de kritiske delseksjonene kunne evalueres. Konklusjonen var at kontinuerlig kjennskap til lagtykkelser er svært viktig for en helhetlig forsterkningsstrategi, og at GPR-målinger derfor egner seg bedre enn oppgravingsprøver. Det ble funnet at de bundne lagenes tykkelser hadde stor påvirkning på deres beregnede stivheter, og dermed overbygningens responsmodell. GPR-målingene viste imidlertid en stor usikkerhet i målingene av de øverste lagene, som ofte ble målt til å være tynnere enn faktisk tykkelse. En underestimerting av lagtykkelser kan resultere i en overestimerting av etterberegnete stivheter ved ukritisk bruk (Marecos *et al.* 2017).

Ved å sammenligne etterberegnete stivheter fra nedbøyningsmålinger målt med FWD, der lagtykkelser var funnet via a) prosjekteringsmaterialet og b) målinger med GPR, beregnet Ahmed, Tarefder og Maji (2014) betraktelig mer nøyaktige stivheter for de ulike lagene ved bruk av GPR-data, spesielt under bærelaget. For undergrunnen hadde imidlertid lagtykkelsen mindre påvirkning. Dette ble forklart med at ettersom det nederste laget i etterberegningene anses som semi-uendelig, vil en liten endring i beregnede lagtykkelser være neglisjerbar. Ettersom etterberegninger er en iterativ prosess som tar for seg alle lagene i vegkonstruksjonen, vil også kjennskap til dybden til fjell kunne ha en stor påvirkning på de estimerte stivhetene for alle lag (Ahmed, Tarefder og Maji 2014; Dynatest 2019).

En utbredt metodikk for å undersøke etterberegningenes pålitelighet er å sammenligne estimatene for de strukturelle egenskapene med tilsvarende laboratorietesting fra oppgravingsprøver. En slik komparativ studie ble gjennomført av Shafiee *et al.* (2017), der stivheten til et lag med asfaltbetong (Ab) ble etterberegnet fra FWD-målinger, gjennomført ved ulike årstider i Alberta, Canada. Stivheter ble også funnet ved gyrotortesting i laboratoriet. På basis av retningslinjene i AASHTO (2008) ble dekkelevetiden og forventet spordannelse basert på stivhetene. Dette resulterte i en gjennomsnittlig overestimerting av potensielt utmattingsliv fra etterberegnete stivheter på 1,7, og en overestimerting av potensiell spordannelse på 1,2, sammenlignet med tilsvarende beregninger fra laboratoriestivhetene. I en lignende undersøkelse fant Yin (2012) en overestimerting av etterberegnete stivheter for et Ab-dekke i overkant av 40% høyere enn ved laboratorietesting med gyrotor, vist i figur 3.10. Dette var etter at nedbøyningsmålingene var korrigert for last og temperatur. Begge disse studienes konklusjoner ble gjort under forutsetningen om at formularet for å beregne utmattingslivet fra gyrotortesting gir den sanne verdien. Disse resultatene er motstridende til funnene fra (Rahim og George 2003; Dawson *et al.* 2009; Gedafa *et al.* 2010). Etter å ha utført FWD-målinger på 75 vegseksjoner i Michigan, USA, kunne Dawson *et al.* (2009) vise til svært god korrelasjon mellom etterberegnete stivheter og de funnet ved triaksialtesting av oppgravingsprøver i laboratoriet.



Figur 3.10: Etterberegnete stivheter ved fire belastninger (LL-1 - LL-4), sammenlignet med gyrotortesting (Yin 2012)

Gedafa *et al.* (2010) gjennomførte forsøk for å sammenligne stivheter fra ulike etterberegningsprogrammer med triaksialtesting i lab. Det ble vist en god korrelasjon ved 4°C, men et økende avvik proporsjonalt med temperaturen. Rahim og George (2003) utførte også sammenligninger ved triaksialtesting, men FWD-målingene ble først gjort på ferdig kompaktert forsterkningslag, før på ferdig lagt dekke. Stivheter funnet ved etterberegninger og ved triaksialtestene viste god overenstemte, spesielt i forkant av asfaltering. Både Rahim og George (2003) og Dawson *et al.* (2009) toki bruk AASHTOS TP46-protokoll for beregning av stivheter i laboratoriet.

For etterberegninger uttrykkes gjerne beregningenes usikkerheter i form av *kvadratisk gjennomsnitt* (RMS). Dette er en verdi som beskriver den samlede differansen mellom målt og beregnet nedbøyningsbasseng (Dynatest 2019). Optimalt bør RMS, beregnet etter formel 3.10, derfor være lavest mulig for best mulig modellering.

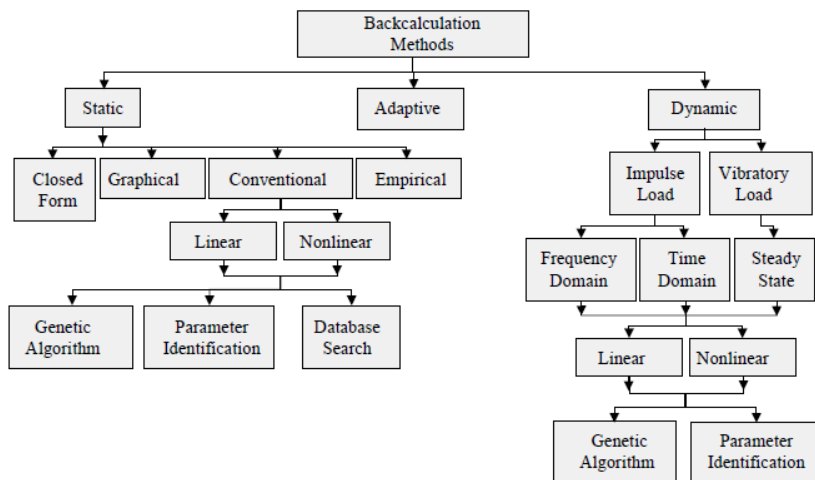
$$RMS = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n \left(\frac{d_i - D_i}{D_i} \right)^2} \quad (3.10)$$

- n er antall nedbøyningsensorer,
- d_i er etterberegnet nedbøyning i punkt i , og
- D_i er målt nedbøyning i punkt i .

Som påpekt av Helge Mork, førsteamanuensis ved institutt for bygg- og miljøteknikk ved NTNU, innehar RMS visse svakheter ved bruk for etterberegnete stivheter (e-postutveksling, 16. april 2020). Etersom ytre geofoner normalt har mindre nedbøyninger, vil det prosentmessige avviket bli større for samme absoluttverdier som sensorer nærmere lastsentrum. Dette gjør RMS utsatt for et uproporsjonalt stort bidrag fra de ytre geofonene. De ytre geofonene er mer sensitive for undergrunnens stivhet, og nedbøyningene kan derfor bli svært små. Fjell nær overflaten, som er vanlig i Norge, gir høye undergrunnsstivheter. Dermed øker RMS-verdien, som kan medføre at målingene som helhet fremstår mer usikre enn i realiteten.

3.5.3 Analyseprinsipper

Det finnes flere ulike etterberegningsprosesser, som på ulike måter tar sikte på å etterligne den reelle materialoppførselen i en lagdelt konstruksjon. I virkeligheten vil situasjonen være kompleks, der en lang rekke parametre påvirker nedbøyningsbassenget. Dette medfører naturlig nok en viss grad av usikkerhet i modellene. Moderne teknologi gir muligheter for økt bruk "lærende" algoritmer, som gir gode forutsetninger for inkludering av flere påvirkningsfaktorer. Gjennom et omfattende litteraturstudium samlet og kategoriserte Göktepe, Agar og Lav (2006) de ulike analyseprinsippene i en oversikt, vist i figur 3.11. De neste avsnittene gir en kort introduksjon av disse prinsippene.



Figur 3.11: Oversikt over etterberegningsmetoder (Göktepe, Agar og Lav 2006)

3.5.3.1 Statisk metode

Den statiske metoden baseres på Boussinesqs og Burmisters ligninger for et systems spenninger, tøyninger og nedbøyninger under statisk punktbelastning (Göktepe, Agar og Lav 2006). Begge ligningssettene forutsetter en antakelse om at systemet er i et semi-uendelig halvrom, det vil si et tredimensjonalt rom med begrenset utstrekning i positiv z-retning og uendelig utstrekning langs de øvrige aksene (Weisstein 2020). Materialer i systemet antas isotrope. Boussinesqs ligninger forutsetter at systemet kun består av et enkelt homogent materiale. Burmisters ligninger utvidet dette til å gjelde for et lagdelt elastisk halvrom med flere lag (Burmister 1945). Boussinesqs og Burmisters lineærelastiske metoder tar kun maksimalverdier for nedbøyningene i betraktning, som betyr at tidsavhengige, viskoelastiske egenskaper ikke tas høyde for (Göktepe, Agar og Lav 2006; Asli *et al.* 2012). Dette er dermed en betraktelig forenklet responsmodell. Allikevel er det en mye benyttet analysemetode i etterberegningsprogrammer, ettersom den er mindre ressurskrevende. I litteraturen kalles metoden gjerne *peak value method* (Asli *et al.* 2012).

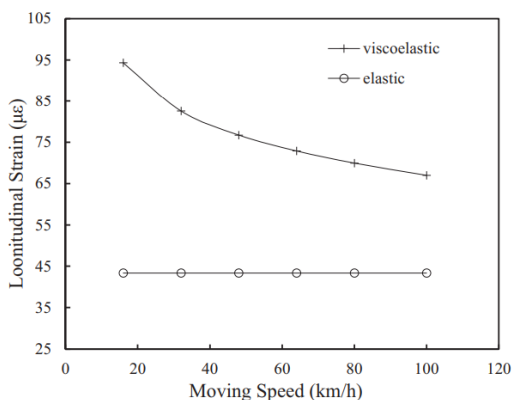
Den største fordelen som oppnås ved statiske analyser er det reduserte behovet for data-prosesseringskraft. Det store antallet antakelser og forutsetninger medfører at iterasjonsprosessen forenkles (Göktepe, Agar og Lav 2006). Statistiske analyser har i forsøk gitt resultater med akseptable feilmarginer, spesielt i tilfeller der dybden til fjell er stor.

Resultatene fra slike analyser bør imidlertid kontrolleres; enkelte studier har konkludert med at forholdet mellom maksimumverdien ved belastning og maksimal nedbøyning ikke nødvendigvis har en entydig sammenheng med den statiske stivheten til materialet (Göktepe, Agar og Lav 2006). Dessuten er det blitt vist at den dynamiske effekten av impulsbelastninger og den viskoelastiske materialrepsonsens kan ha en signifikant påvirkning på nedbøyningene (Hadidi og Gucunski 2010; Asli *et al.* 2012; Kutay, Varma og Levenberg 2013).

3.5.3.2 Dynamisk metode

Ved å se på den dynamiske responsen til en vegkonstruksjon kan flere parametre tas hensyn til enn ved den statiske. Vanligvis omfatter dette statiske stivheter, tykkelser, tverrkonstruksjonstall, massetettheter og bølgeforplantningsegenskaper for hvert enkelt lag. Blant disse har kun de to førstnevnte en vesentlig påvirkning på den dynamiske responsen. De øvrige antas derfor normalt som kjent, og blir gitt konstante verdier (Göktepe, Agar og Lav 2006). De ukjente parametrene i dynamiske etterberegninger er dermed kompleksmodulen og lagtykkelser. Kompleksmodulen er forholdet mellom spenninger og tøyninger i et materiale utsatt for dynamisk belastning (syklisk eller vibrerende) (Sauzeat og Di Benedetto 2015). Lagtykkelser kreves normalt forhåndsdefinert av brukeren.

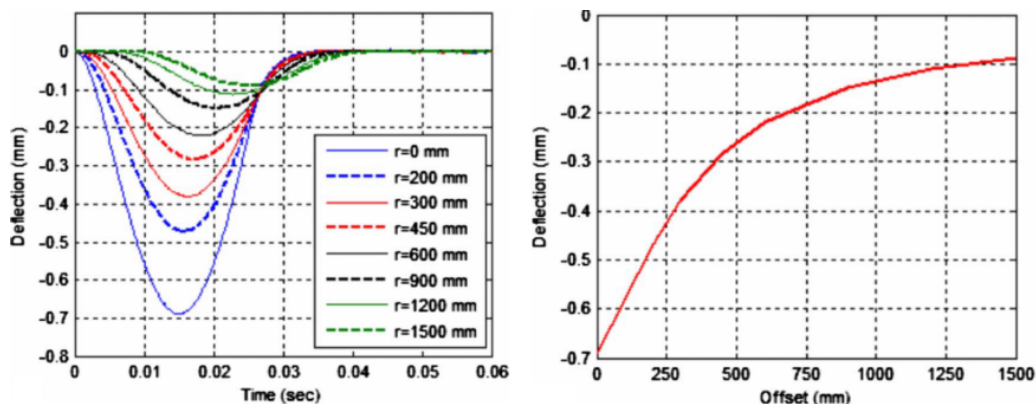
Dynamiske etterberegninger som tar hensyn til ikke-lineær materialoppførsel krever større mengder datakapasitet. Normalt velges derfor lineære materialmodeller (Göktepe, Agar og Lav 2006; Madsen og Levenberg 2018). En vesentlig fordel med dynamiske etterberegninger er at hele nedbøyningsbassenget tas i bruk i iterasjonsprosessen. Det økte antallet inngangsparametre gjør det også mulig å ta hensyn til viskoelastiske materialegenskaper i bituminøse lag. Dette gir anledning til å ta forbehold for variabel dybde til fjell, ettersom det ikke er et semi-uendelig halvrom (Göktepe, Agar og Lav 2006). Ulikhetene i resultatene fra statiske og dynamiske modeller kan være betydelige. Gjennom analyser av stivheter for bituminøse dekker modellert med viskoelastiske egenskaper og utsatt for trafikkbelastning med lavere hastigheter, viste Cao *et al.* (2018) viskoelastiske stivheter i størrelsesorden opp mot 200% av de funnet ved lineærelastiske, hastighetsuavhengige analyser. Ved høyere hastigheter var differansen mindre, som illustrert i 3.12.



Figur 3.12: Horisontaltøyninger bunn bituminøse bærelag fra elastiske og viskoelastiske modeller, beregnet ved ulike hastigheter (Cao *et al.* 2018)

I dynamiske etterberegningsprosedyrer er teoretisk respons tilpasset enten observert

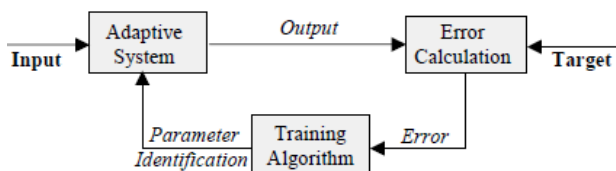
nedbøyningsbasseng (maksimumverdier) eller tidshistorikken, altså nedbøyningen som en funksjon av tiden etter den påførte impulsbelastningen (Hadidi og Gucunski 2010). Et eksempel på disse er vist i figur 3.13. Det kan observeres at nedbøyningsbassengets form representerer maksimalverdiene for tidshistorikken i hver enkelt geofon. Disse kan brukes til å beregne *masterkurven* ($|E^*|$) til frekvens- og temperaturavhengige materialer, som er en modell av den frekvens- og temperaturavhengige stivheten til et materiale (Booshehrian, Mogawer og Bonaquist 2013; Kutay, Chatti og Lei 2011).



Figur 3.13: Tidshistorikk for nedbøyningsensorer (t.v) og nedbøyningsbasseng (t.h) (Hadidi og Gucunski 2010)

3.5.3.3 Adaptiv metode

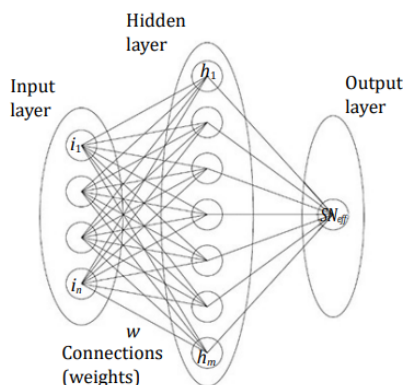
I adaptive metoder forenes for- og etterberegninger til ett steg ved å ta i bruk en lærende algoritme for analyse og mønstergjenkjenning. Beregningsgangen er vist i figur 3.14. Slike metoder bærer fordelen av å inneha overlegne modelleringsmuligheter, inkludert simulering av ikke-linearitet. Dette kan potensielt bidra til store tids- og kostnadsbesparelser, samt mer nøyaktige modeller (Göktepe, Agar og Lav 2006).



Figur 3.14: Flytskjema for et adaptivt etterberegningssystem (Göktepe, Agar og Lav 2006)

Analyse av den strukturelle tilstanden til en veg inkluderer en lang rekke variable. De siste årene har det derfor vært aktuelt å undersøke hvordan *Artificial Neural Networks* (ANN) kan bidra til å forbedre dagens metoder. ANN er et sett med algoritmer som er modellert etter menneskets hjerne, utformet for å gjenkjenne mønstre for å videre tilpasse algoritmene ("*maskinlæring*") (Skymind 2019). Slike modeller har vist seg godt egnet for systemer med store mengder inn- og utgangsparametre, da de har muligheten til å ta hensyn til et stort antall parametre. Dette inkluderer de som ikke på forhånd er kjent (Göktepe, Agar og Lav 2006). Mousa *et al.* (2019) benyttet eksempelvis ANN

for å undersøke påvirkningen vedheft mellom lag har på etterberegnete stivheter, hvilket er vanskelig å gjennomføre i statiske eller dynamiske metoder. Figur 3.15 viser en systemskisse for hvordan et ANN kan modelleres.



Figur 3.15: Systemskisse for ANN i tre lag (Bosurgi, Pellegrino og Sollazzo 2019)

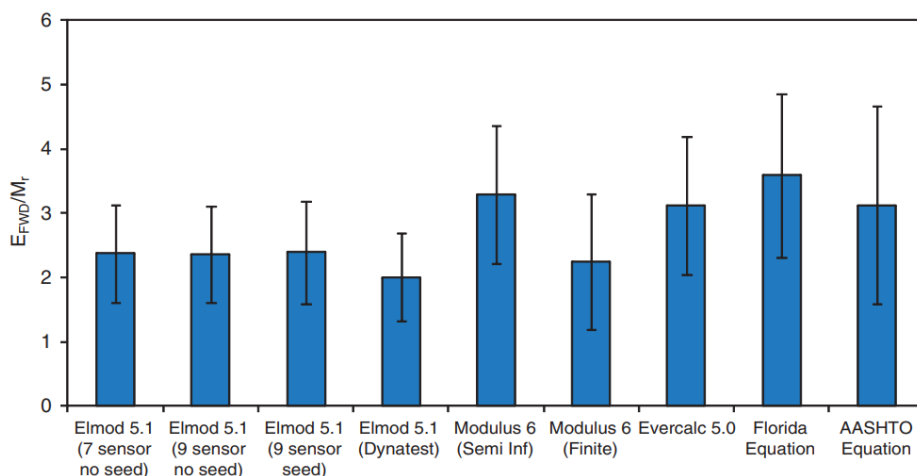
Adaptive metoder består som regel ikke av noen underliggende materialmodell eller noen mekanistiske analyseprinsipper. Dette medfører en stor grad av avhengighet av høykvalitets inndata som algoritmene bruker for å "lære", samt et høyt behov for kvalitetssikring av resultatene (Tutumluer og Meier 1996).

3.5.4 Beregningsprogrammer

Etterberegninger kan være tunge, og krever programvare for å gjennomføre iterasjonsprosessen. Til tross for argumentene som kan føres til fordel for bruk av dynamiske eller adaptive metoder, baseres de fleste kommersielle programmer på ulike kombinasjoner av lineære- og ikke-lineære statiske analyser (Göktepe, Agar og Lav 2006). Tendensen i nyere forskning heller allikevel mot økt fokus på adaptive metoder, særskilt hvordan ANN kan implementeres på en god måte (Göktepe, Agar og Lav 2006; Mousa *et al.* 2019; Bosurgi, Pellegrino og Sollazzo 2019).

Enkelte har sammenlignet ulike kommersielle programvarer og stivheter beregnet i disse. Casene gjennomført tilknyttet FWD-målinger og etterberegninger som en del av LTPP-prosjektet i USA, indikerer at det i enkelte tilfeller fremkommer store forskjeller mellom resultatene fra ulike etterberegningsprogrammer (FHWA 2017c). Dette begrunnes med at forholdene i praksis sjeldent idealiserte, og antallet usikkerhetsfaktorer derfor er svært høyt. Det understrekes at god kjennskap til lagtykkelse er en forutsetning for gode resultater, men grunnet den iterative beregningsprosessen kreves det uansett et ingeniørmessig skjønn for kontroll.

Nazzal og Mohammad (2010) viste at bruk av ulike etterberegningsprogrammer kan resultere i en potensiell overestimering av ubundne lags stivhet fra -51% og opp til 810% (sistnevnte ved bruk av AASHTO-ligningene fra 1993), sammenlignet med triaksialtesting. Den samme studien understreket at ELMOD 5.1.69 resulterte i den beste korrelasjonen mellom etterberegnet og laboratorietestet stivhet. En oversikt over resultatene fra studiens programutvalg er vist i figur 3.16.



Figur 3.16: Forholdet mellom etterberegnet og laboratorieestimert stivhet i ubundne lag (E_{FWD}/M_r) (Nazzal og Mohammad 2010)

Mehta og Roque (2003) tok et kritisk blikk på praktisk bruk av etterberegnete stivheter som grunnlag for forsterkningstiltak. Eldre veger har ofte opplevd ett eller flere tilfeller av tidligere tiltak, for eksempel i form av reasfaltering. I 7 ulike caseprosjekter ble det derfor testet hva slags effekt dette kan få for etterberegnete stivheter. I konklusjonen advares det mot å ta i bruk enhver programvare ukritisk, ettersom et godt tilpasset målt og modellert nedbøyningsbasseng ikke nødvendigvis er synonymt med representative stivheter. Videre påpekes det at beregningene bør baseres på så mange målepunkter og øvrige variable som mulig for å optimalisere påliteligheten.

3.5.4.1 PMS Objekt

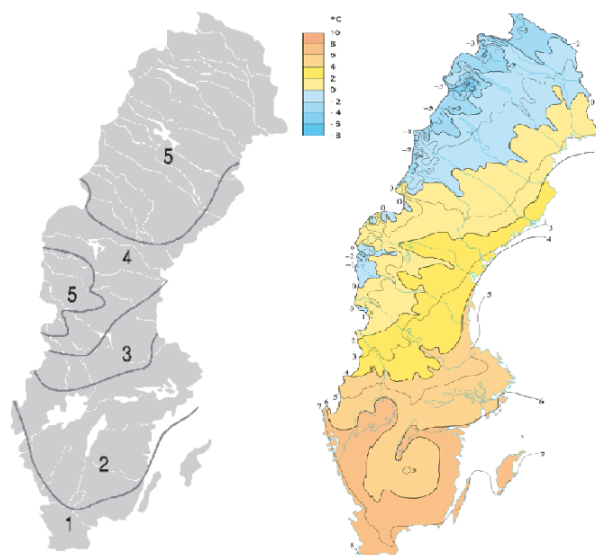
PMS Objekt, administrert av Trafikverket, er en programvare for beregning og dimensjonering av en vegkonstruksjons oppbygning, med grunnlag i den tekniske dimensjoneringsstandard TRVK Väg (Trafikverket 2016). Det er en ME-metode som ligger til grunn for programvaren, som gir muligheter for både dimensjonering av nye veier og forsterkning av eksisterende. PMS Objekt inneholder en rekke standardmaterialer med kjente egenskaper og stivheter, men tillater også for brukerdefinerte materialmodeller. For forsterkningstiltak beregner programvaren gjenværende levetid i form av antall ESAL til brudd. Denne verdien baseres på standardverdier for tillatte strekktøyninger i underkant av bundne lag, og trykktøyninger i overkant av undergrunnen. Den maksimale enkeltlasten konstruksjonen kan tåle før grenseverdiene for trykktøyningene i overkant av undergrunnen overskrides beregnes også (Trafikverket 2020).

En forutsetning for bruk av forskningsmodulen i PMS Objekt er valg av drenerings- og skadegrad for den aktuelle delseksjonen. Dette følger retningslinjene i TRVK Väg, der dreneringsgraden settes mellom 1 og 3; 1 er ideell og 3 er total mangelfull drenering. Skadegraden defineres på samme måte, men på en skala fra 0 (helt skadefritt) til 7 (helt oppbrukt vegkapital) (Trafikverket 2011). Det må også defineres hvilken klimasonen prosjektet ligger i. Klimasonene baseres på antall dager for hver periode, der hver periode er gitt en middeltemperatur for bitumenbundne dekker, som vist i tabell 3.17.

Tabell 3.1: Klimaperiodens lengde (t.v.) og temperatur i bitumenbundet dekke (t.h.) (Trafikverket 2011)

	Klimatzon						Klimatzon				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
Vinter	49	80	121	151	166	Vinter	-1,9	-1,9	-3,6	-5,1	-7
Tjällossningsvinter	10	10				Tjällossningsvinter	1	1			
Tjällossning	15	31	45	61	91	Tjällossning	1	2,3	4,5	6,5	7,5
Senvår	46	15				Senvår	4	3			
Sommar	153	153	123	77	47	Sommar	19,8	18,1	17,2	18,1	16,4
Höst	92	76	76	76	61	Höst	6,9	3,8	3,8	3,8	3,2

Det opereres med fem geografisk avgrensede klimasoner. Figur 3.17 viser inndelingen av disse, samt en oversikt over svenske årsmiddeltemperaturer.



Figur 3.17: Klimasoneinndeling (t.v) og årsmiddeltemperaturer (t.h.) i Sverige (Trafikverket 2011; SMHI 2017)

TRVK Väg har opptil seks ulike årstider som har innvirkning på stivhetenes sesongvariasjon; vår, sommer, høst, vinter, televinter og tele. Dette vil påvirke de bundne, og til dels de ubundne materialene, avhengig av deres temperatur- og fuktsensitivitet. Standardmaterialene for forsterkningsprosjekter i PMS Objekt har av den grunn varierende stivheter for ulike årstider. Noen eksempler på karakteristiske stivheter for forsterkningsprosjekter for henholdsvis dekke, (eldre) ubundne overbygningmaterialer og undergrunnsmaterialer er presentert i tabell 3.2, 3.3 og 3.4. Klimasonen påvirker hvor lenge hvert materiale innehar de gitte sesongstivhetene, som igjen påvirker hvor stor kumulativ belastning vegen er antatt å tåle.

Tabell 3.2: Referansestivheter for bitumenbundet, eksisterende dekke (Trafikverket 2011)

Tjocklek < 90 mm	Klimatzon					Tjocklek 90 - 140 mm	Klimatzon				
	1	2	3	4	5		1	2	3	4	5
Vinter	14500	14500	15500	17000	18500	Vinter	12500	12500	13500	14500	16500
Tjällossningsvinter	13000	13000				Tjällossningsvinter	10500	10500			
Tjällossning	13000	12000	10500	9500	9000	Tjällossning	10500	10000	8500	7500	7000
Senvår	11000	11500				Senvår	9000	9500			
Sommar	3500	4000	4500	4000	4500	Sommar	2500	3000	3500	3000	3500
Höst	9000	11000	11000	11000	11500	Höst	7500	9000	9000	9000	9000

Tabell 3.3: Referansestivheter for ubundne, eldre overbygningmaterier (Trafikverket 2011)

Dräneringsgrad 2	Bärlager		Förstärkningslager		Dräneringsgrad 3	Bärlager		Förstärkningslager	
	1	2	1	2		1	2	1	2
Vinter	1000		1000		Vinter	1000		1000	
Tjällossningsvinter	100		1000		Tjällossningsvinter	100		1000	
Tjällossning	200		100		Tjällossning	200		100	
Senvår	300		125		Senvår	300		100	
Sommar	300		125		Sommar	300		100	
Höst	300		125		Höst	300		100	

Tabell 3.4: Referansestivheter for undergrunnsmaterialer (Trafikverket 2011)

Dräneringsgrad 2	Materialtyp					Dräneringsgrad 3	Materialtyp				
	2	3	4	5	2		3	4	5		
Vinter	1000	1000	1000	1000	1000	Vinter	1000	1000	1000	1000	
Tjällossningsvinter	1000	1000	1000	1000	1000	Tjällossningsvinter	1000	1000	1000	1000	
Tjällossning	70	35	30	10		Tjällossning	70	35	30	10	
Senvår	85	50	40	20		Senvår	70	35	30	10	
Sommar	85	50	50	20		Sommar	70	35	30	10	
Höst	85	50	50	20		Höst	70	35	30	10	

En siste forutsetning for dimensjoneringen, foruten den eksisterende konstruksjonen, er trafikkberegninger. Dette beregnes automatisk og i henhold til retningslinjene i TRVK Väg, beskrevet nærmere i kapittel 3.6.3. Forsterkningsbehovet beregnes deretter ved å utføre beregninger på eksisterende konstruksjon. PMS Objekt gir en oversikt over antall ESAL til brudd og størrelsen på enkeltlasten vejen tåler, og sammenligner disse med de aktuelle verdiene. Basert på dette gis en anslått levetid for bundne og ubundne lag.

Etter beregningene kan forsterkningstiltak innføres. Dette gjøres ved å først bestemme hvilke lag som skal beholdes, samt hvor mye av det øvre laget som skal fjernes. PMS Objekt trekker automatisk 20 mm fra det øverste laget, ettersom dette er standard i TRVK Väg, men dette kan overstyres om ønskelig. Deretter legges nye materialer inn med ønskede tykkelser. Disse materialene følger standard stivhetsverdier og materialmodeller for nye materialer, men kan justeres ved behov. Avslutningsvis utføres nye beregninger på den forsterkede konstruksjonen, før eventuelle frostberegninger kan utføres (Trafikverket 2020).

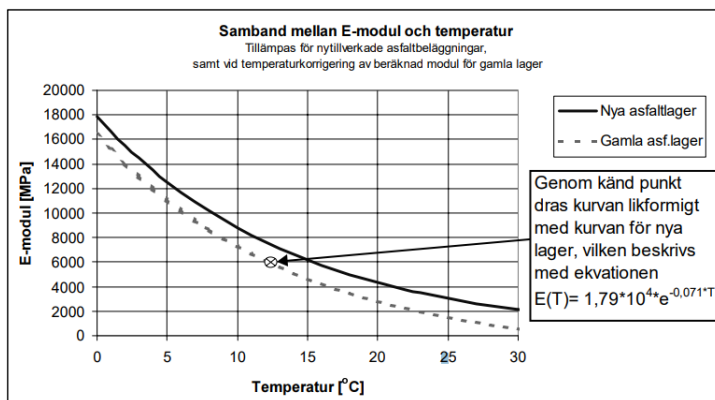
PMS Objekt har en oppbygning bestående av flere modeller, hvorav det i tre av disse inngår beregninger: klima-, material-, trafikk-, last-, skade-, og telemodell. Til sammen utgjør disse standardpakken for programvaren (Trafikverket 2020). I tillegg er det mulig å ta i bruk seks tilleggsmoduler med mer avanserte funksjoner. Én av disse er en etterberegningmodul for beregning av en vegkonstruksjons stivhet fra FWD-målinger. Modulen baseres på statisk, trelags, lineærelastisk teori (Trafikverket 2020). Lagene defineres av deres tykkelse og tverrkontraksjonstall (Poisson-tallet). Dybden til fjell er låst til 3 meter i alle PMS Objekts moduler, og er definert som et homogent sjikt med en konstant stivhet lik 1 GPa (Trafikverket 2020). Beregningsmodellen følger en iterativ etterberegningssprosess,

der stivheter og avvik i RMS beregnes for hvert enkelt målepunkt. Toleransegrensene som inngår i prosessen er ikke entydig definert, men avhenger av de definerte lagtykkelsene for hvert målepunkt. Differansen mellom målt og beregnet nedbøyningsbasseng presenteres grafisk og som RMS. Ifølge Tomas Winnerholt, spesialist på PMS Objekt ved Trafikverket i Sverige gir programvaren ingen mulighet for direkte importering av stivhetsmoduler beregnet fra etterberegningensmodulen inn i de øvrige beregningene i forsterkningsmodulen (e-postutveksling, 31. januar 2020). Dersom en ønsker å benytte disse dataene videre, må prosessen derfor gjennomføres manuelt.

I etterberegningensmodulen gjennomføres korrigeringer av påført belastning til 50 kN automatisk, men det utføres ingen temperaturkorrigeringer. Disse må gjøres manuelt. TRVMB114 tilrettelegger for dette ved omregning til stivhet ved referansetemperatur 10°C etter formel 3.11 og 3.12. Sisnevnte viser sammenhengen mellom temperatur og stivhet for et bituminøst dekke, som vist i figur 3.18. Her er t dekkets middeltemperatur.

$$E_{justert} = E_{10^{\circ}C} - (E_{t^{\circ}C} - E_{m\ddot{a}lt}) \quad (3.11)$$

$$E_t = 1,79 \cdot 10^4 \cdot e^{(-0,071 \cdot t)} \quad (3.12)$$



Figur 3.18: Temperaturkorrigering av asfaltdekke (AgB180) (Trafikverket 2000)

Forholdstallet $k = \frac{E_{justert}}{E_{normal}}$ beregnes, der E_{normal} representerer en typisk stivhet for et uskadet asfaltgrusdekke (AgB180) ved 10°C, beregnet ved formel 3.12. Verdier for E_{normal} kan leses av etter tabeller i TRVK Väg for forsterkningsprosjekter, som blant annet vist tabell 3.2, 3.3 og 3.4.

Verdien for k multipliseres med PMS Objekts nominelle stivhetsmoduler for hver enkelt sesong. Det skal aldri benyttes verdier for k større enn 1. Dersom $E_{etterberegnet} < 1500$ MPa er dekket såpass oppsprukket at temperaturkorrigeringen ikke er gyldig. Da benyttes $E_{etterberegnet}$ for samtlige årstider i PMS Objekt. Justerte verdier bør kontrolleres med ingeniørmessig skjønn, og eventuelt kontrolleres mot laboratorieundersøkelser med borkjernepøver (Trafikverket 2012a).

For granulære materialer er det primært graden av nedknusing som påvirker sesongvariasjonene. TRVMB114 inneholder ingen slik sesongkorrigering for ubundne materialer i overbygning og undergrunn, men den forrige utgaven av håndboka, VVMB114, gir faktorene i tabell 3.5.

Tabell 3.5: Korrigeringsfaktorer for ubundne materialer og undergrunn (Trafikverket 2000)

Obundna över- byggnadsmaterial	Säsong			Undergrunds- material	Säsong		
	Vår/Tjällossn	Sommar	Höst		Vår/Tjällossn	Sommar	Höst
Uppnått modul >=450	0,9	1	1	Uppnått modul >=100	0,9	1	1
250 - 450	0,8	1	1	50 - 100	0,7	1	1
75 - 250	0,6	1	1	20 - 50	0,6	1	1
				< 20	0,9	1	1

I forsterkningsmodulen beregner PMS Objekt et mål på ”gjenværende levetid”. Dette er ikke et mål på sann levetid i år, men et anslag på resterende lastbærende kapasitet. Denne levetiden benyttes for å bedømme om utskift av større deler av de ubundne lagene er nødvendig, i tillegg til de bundne. Dette er tilfellet ved negativ ”levetid”, som forklart av Tomas Winnerholt (e-postutveksling, 17. mars 2020). Denne verdien beregnes etter formel 3.13.

$$Tid_{resterende} = \frac{N_{resterende} - N_{passert}}{N_{resterende}} \cdot Tid_{dimensjoneringsperiode} \quad (3.13)$$

3.5.4.2 Elmod6

Selskapet Dynatest står bak programvaren Elmod6. Dette er først og fremst et etterberegningssystem, men består også av en modul for dimensjonering av vegkonstruksjoner. I henhold til Dynatest (2019) kan programmets hovedoppgaver inndeles i tre:

- i. Etterberegning av E-modul basert på nedbøyningsdata.
- ii. Korrigering av E-modul etter lokale sesongvariasjoner, basert på brukerinndata.
- iii. Beregning av resterende levetid og nødvendig forsterkningsbehov, basert på spenninger og tøyninger.

Elmod6 lar i stor grad brukeren selv definere ulike parametre, metoder, toleranser og kriterier. De følgende avsnittene gir en introduksjon av de elementene i Elmod6 som er mest relevante for denne masteroppgaven.

En forutsetning for bruk av Elmod6 er et datasett med nedbøyningsmålinger. Etter importering av disse må vegkonstruksjonens oppbygning defineres. Hvilke inputparametre som er relevante, avhenger av den valgte metoden for etterberegningene, men et absolutt minimum er lagtykkelser i overbygningen. Elmod6 baserer beregningene for den lagdelte konstruksjonen på Odemraks *Method of Equivalent Thickness* (MET); en metode for å redusere et lineærelastisk flerlagssystem til et ekvivalent system med færre lag. Dermed reduseres antall potensielle løsninger, og beregningene blir mindre komplekse (Dynatest 2019). Elmod6 aksepterer opptil fem ulike lag, hvorav maks ett kan være stivt. Lag med lignende egenskaper anbefales sammenslått i beregningene. Videre er det mulig å legge inn egendefinerte referansestivheter for hvert lag og temperatur. Alternativt kan Elmod6 automatisk bestemme dette selv, gitt at et definert materiale velges. For dybde til fjell kan det settes en maksimalverdi, som medfører at Elmod6 betrakter alt under den gitte dybden til å ikke ha innvirkning på nedbøyningene, eller dybden til fjell kan settes konstant. Dersom ingen av disse to alternativene velges vil Elmod6 betrakte undergrunnen som uendelig dyp. For å differensiere langs en parsell kan det inndeles i opp til 20 delseksjoner, som kan behandles individuelt i påfølgende dimensjonering (Dynatest 2019).

Programvaren gir muligheten for direkte importering av GPR-målinger for best mulig punkttilpasning. Elmod6 velger da automatisk den GPR-målingen som ligger nærmest hvert enkelt FWD-målepunkt, og anvender denne i etterberegningene (Dynatest 2019).

Etter definering av vegkonstruksjonen kan etterberegningene gjennomføres. Elmod6 har tre ulike beregningsmodeller for dette (Dynatest 2019). Alle er kapable til å ta forbehold for ikke-lineær oppførsel i undergrunnens materialer:

- *Radius of Curvature*: Metode basert på Odemark-Boussinesqs MET. De ytre geofonene brukes for å bestemme ikke-lineær karakteristikk i undergrunnen. Indre nedbøyingssensorer brukes for å bestemme stivhet i høyereliggende lag. Resterende lags stivhet beregnes basert på konstruksjonens overordnede respons til påført belastning.
- *Deflection Basin Fit*: Metode basert på Odemark-Boussinesqs metoder, men med en ekstra iterasjonsprosess som benytter konvergenzkriterier basert på hvor godt målt og beregnet nedbøyningsbasseng passer hverandre. Denne prosessen inkluderer alle nedbøyingssensorene. Beregningene tar utgangspunkt i et sett med estimerte referansestivheter for konstruksjonen. Dersom ingen verdi angis for dette i forkant, vil Elmod6 beregne disse basert på *Radius of Curvature*. Denne referansestivheten for asfaltmaterialer tilsvarer stivheten ved referansetemperatur, gitt i materialbeskrivelsen. For ubundne materialer er faktoren lik 1.
- *FEM/LET/MET*: Tilleggsmodul som må lisensieres separat. Modulen åpner for etterberegninger ved hjelp av FEM, LET eller MET:
 - *Finite Element Method* (FEM): Modifisert versjon av aksialsymmetrisk *Finite Element*-program.
 - *Linear Elastic Theory* (LET): Benytter Waterways Experiment Stations program (WESLEA)
 - *Method of Equivalent Thickness* (MET): Lignende Elmod6s Deflection Basin Fit, men med enklere bruk av korrigeringsfaktorer. I sistnevnte korrigeres det direkte på beregnet respons, der det i MET benyttes Odemarks korrigeringsfaktorer direkte på lagtykkelser.

FEM/LET/MET tar ikke hensyn til temperatur, og anbefales derfor ikke benyttet videre i dimensjoneringen i Elmod6 (Dynatest 2019).

Selve beregningsgangen i *Radius of Curvature* og *Deflection Basin Fit* er relativt lik. Det teoretiske nedbøyningsbassenget beregnes, eventuelt med utgangspunkt i de definerte referansestivhetene. Avviket mellom målt og beregnet vurderes, basert på de definerte toleransegrensene, og iterasjonsprosessen fortsetter ved å øke eller redusere stivhetene med omlag 10% (Dynatest 2019). Løsningen antas som bedre dersom avviket er mindre, og blir benyttet videre i neste iterasjon. Denne prosessen fortsetter frem til minimum akseptert avvik mellom beregnet og målt nedbøyningsbasseng er oppnådd. En ulempe ved denne prosessen er at flere strukturer med ulike stivhetskombinasjoner kan resultere i samme nedbøyningsbasseng (Dynatest 2019). Det kan med andre ord være tilfeller der det ikke eksisterer én unik løsning. Risikoen for dette kan begrenses ved å definere maks- og/eller minimumsverdier for de ulike lagenes stivhet, samt valg av gode referansestivheter. Denne problematikken er ikke tilstede for tolagsstrukturer, men kan oppstå ved tre lag, spesielt dersom stivheten for to av lagene er svært like eller ved svært tynne lag (typisk mindre

enn 75-100 mm). Problemet er størst ved fire og fem lag. Da kreves mer informasjon, i tillegg til nedbøyningene, for å begrense individuelle lags stivheter (Dynatest 2019). Alternativt kan enkelte lags stivhet settes konstant lik referansestivhetene. Dette er spesielt aktuelt for tynne dekker, ettersom de kan være for tynne for å etterberegne, eller dersom de etterberegnete stivhetene er svært urealistiske. Det kan også spesifiseres *offset* og *steps*, som definerer stegene i iterasjonsprosessen. *Offset* definerer hvor bredt stivheter skal søkes etter i neste iterering. *Steps* definerer hvor mange punkter innenfor det intervallet (*offset*) som skal bli valgt for videre iterasjoner. Høyere verdier for disse gir en mer detaljert iterasjon, men setter også større krav til dataprosesseringskraft. Det er også et alternativ å benytte prosentverdier kontra absoluttverdier for iterasjonsprosessen, samt bruke resultatene fra tidligere etterberegninger som referansestivheter (Dynatest 2019).

Til tross for at Elmod6 er et relativt omfattende program, er det en rekke forenklinger og antakelser som ligger til grunn. Dynatest (2019) gir en beskrivelse av de viktigste blant disse, samt retningslinjer for modelltilpasning:

- Ettersom det i de to standardmodulene er Boussinesq-Odemarks metode som benyttes, forutsettes det at stivheter synker etter dybden ($E_i/E_{i+1} > 2$). Det er mulig å benytte verdier som ikke oppfyller dette, men det vil medføre større usikkerheter. Av samme grunn bør tykkelsen på øverste lag være større enn halve radien til belastningsplaten, derav anbefalingene knyttet til minimumstykkelser.
- Dersom dekket består av bitumenstabiliserte materialer som er oppsprukket i blokker som er større enn belastningsplaten, skal et tolagssystem benyttes. Dette er fordi nedbøyningene i nærheten av belastningsplaten ikke kan evalueres korrekt med elastisk teori når lagene ikke er kontinuerlige.
- For tynne dekker er det fordelaktig å estimere asfaltens stivhet fra temperatur og grad av oppsprekking, kontra via etterberegninger. Dette fordrer kjennskap til stivheten for intakt dekke ved en bestemt referansetemperatur. Elmod6 vil beregne stivheten ved testtemperatur og som en funksjon av oppsprekingsgraden (som bestemt av målepersonell).
- Asfaltmaterialer skal alltid kombineres til ett lag ved beregning av eksisterende stivheter.
- Tverrkontraksjonstallet skal normalt settes lik 0,35.
- Alle materialer antas homogene, isotropiske og lineærelastiske, bortsett fra undergrunnen som antas ikke-lineærelastisk. For materialer med antatt lineærelastisk oppførsel korresponderer den beregnede stivheten til belastningssentrums senterlinje og belastningens størrelse.

Alle disse er forenklinger av virkeligheten. Ofte er undergrunnen lagdelt, stivheten varierer med dybde grunnet innspenning, ulikt vanninnhold, og påkjenningen fra FWD er til dels dynamisk. Etterberegninger i Elmod6 behandler alle disse variasjonene under ett som ikke-lineære. Antakelsene bidrar også til å redusere risikoen for såkalt "*compensating layer effect*", der feilberegnete stivheter i økende grad påvirker øvrige lags stivheter, hvilket kan føre til store feil i etterberegningene der kun lineærelastiske materialmodeller brukes (Dynatest 2019). Modulen FEM/LET/MET kan i tillegg ta hensyn til ikke-lineære parametre i granulære materialer i bære- og forsterkningslag.

Dimensjoneringsmodulen, *Overlay Design*, baseres på *Miner's law* (Dynatest 2019). Dette er en antakelse om at hver tøyning ved gitte spenninger er like, og at utmattingslivet er proporsjonalt med de akumulerte belastningene (Uherek, F. C. 2019). Elmod6 summerer dermed opp skadene fra ulike belastninger på konstruksjonen ved ulike forhold. Materialmodellene knytter kritiske spenninger og tøyninger til tillatte lastrepetisjoner. Disse kritiske verdiene må defineres av brukeren selv. De etterberegnete stivhetene benyttes for beregning av opptredende verdier for dette. Det er ikke mulig å ekskludere deler av et målepunkts stivheter. Punktets beregningsresultater må derfor enten brukes i sin helhet, eller forkastes. Deretter kan forsterkningsbehov beregnes for ønsket dimensjoneringsperiode. Det kan velges å dimensjonere for hele eller deler av konstruksjonen, hvilket muliggjør for tiltak som reasfaltering, oppfresing av dekke og/eller bærelag, eller masseutskift. Det er to deformasjonstyper som tas hensyn til i Elmod6:

- i. *Oppsprekking i bundne materialer*: Kan påføres lengdetøyning. Normalt utmattelsesoppsprekking grunnet størrelse og antall på gjentatte belastninger (i bunnen av asfaltlaget).
- ii. *Permanente deformasjoner i ubundne lag*: Kan ikke påføres lengdetøyning. Oppsprekking i asfaltdekker har vist seg å korrelere godt med repeterte vertikale trykkspenninger i toppen av ubundne lag.

For at Elmod6 skal kunne utføre disse beregningene, foreligger det behov for definering av flere parametre. Dette inkluderer blant annet etterberegnete stivheter, materialtyper og -egenskaper (inkludert detaljerte temperaturegenskaper), kjøretøy- og hjulkonfigurasjoner og klimatiske forhold. I tillegg forutsetter forsterkningsmodulen i Elmod6 trafikkberegninger. Sistnevnte defineres som årlig antall ESAL i dimensjoneringsperioden. Programmet har flere hjelpeverktøy som kan anvendes for beregning av dette

Klimamodellen må defineres av bruken. Denne vil ha en vesentlig påvirkning på levetiden, ettersom beregning av stivheters sesongvariasjoner baseres på denne, og forsterkningsbehovet baseres på kumulativ belastning per sesong (Dynatest 2019). Klimamodellen i Elmod6 defineres etter antallet uker per sesong, fordelt over ett år. For hver sesong defineres antall uker, karakteristisk uke (temperatur), samt prosentvis trafikfordeling per sesong. Karakteristisk uke er den uka der alle laster for sesongen resulterer i samme skade som lasten, spredt ut over sesongen. Antall sesonger kan velges fra 1 til 12. For hvert enkelt temperatursensitive materiale må deretter sesongtemperaturer enten fylles inn manuelt, eller i form av en sinuskurve. Den karakteristiske uka vil påvirke beregningene dersom sistnevnte velges. Dersom temperaturene fylles inn manuelt anser Elmod6 temperaturene som konstante for hele sesongen, og karakteristisk uke blir uvesentlig. Andre egenskaper, som referansestivhet, -temperatur og temperaturavhengighet kan også defineres hvor hver enkelt materialmodell, der standard temperaturavhengighet for bituminøse materialer er satt til å følge formel 3.14. Standard referansetemperatur, T_{ref} er satt til 25 °C, og referansemodulen, E_{ref} er gitt i materialmodellen. Stivheten til ikke-temperatursensitive materialer kan også velges å justeres etter sesongfaktorer, ved behov.

$$E(T) = e^{-0,064 \cdot (T - T_{ref}) \cdot E_{ref}} \quad (3.14)$$

3.6 Forsterkningsdimensjonering i praksis

3.6.1 Empirisk dimensjonering i SVV

Indeksmetoden er den standardiserte dimensjoneringsmetoden for både nye veger og forsterkning av eksisterende veger i SVVs håndbøker. Prinsipielt går metoden ut på styrkeberegninger av overbygningen, der hvert enkelt lag betraktes individuelt. Denne styrken kvantifiseres gjennom indeksverdien, hvilket er produktet av det enkelte lags tykkelse og dets antatte lastfordelende evne, uttrykt ved en lastfordelingskoeffisient. Verdiene som benyttes for lastfordelingskoeffisienter baseres på empiriske standardverdier for ulike materialer, sammenlignet med et referansemateriale (Statens Vegvesen 2018b). I Norge er referansematerialet et grusmateriale som tilfredsstillt kravene til forsterkningslag (Statens vegvesen 2015b). N200 deler indeksverdien videre inn i to kategorier; bærelagindeks (BI) og styrkeindeks (SI). Disse beskriver henholdsvis indeksverdier ned til første lag med lastfordelingskoeffisient mindre enn 1,25 og summen av alle indeksverdier ned til undergrunnen. N200 setter krav til indeksverdier, hvilket avhenger av undergrunnens antatte styrke og forventet trafikkbelastning i dimensjoneringsperioden. Til dette formål er en rekke vanlige undergrunnsmaterialer inndelt i ulike bæreevnegrupper (1-6) og telefarlighetsgrupper (T1-T4). Vegen klassifiseres etter trafikkbelastning (A-F), basert på antall ekvivalente 10-tonns standardaksler (Statens vegvesen 2015b). Trafikkbelastningen beregnes etter formel 3.15.

$$N = 365 \cdot C \cdot E \cdot \text{ÅDT}_T \cdot f \cdot \frac{(1,0 + 0,01 \cdot p)^{20} - 1}{0,01 \cdot p} \quad (3.15)$$

- C = gjennomsnittlig antall aksler per tungt kjøretøy
- E = gjennomsnittlig ekvivalentfaktor for akslene på tunge kjøretøy
- f = fordelingsfaktor, avhengig av antall felt
- p = årlig trafikkvekst for tunge kjøretøy [%]

Indeksmetoden dekker også dimensjonering av forsterkningstiltak, med utgangspunkt i begrepet *funksjonell dekkelevetid*. Dette er en verdi som beskriver tiden fra nylagt dekke frem til grenseverdiene for utløsende forsterkningsstandard er nådd. I Norge er dette normalt et resultat av uakseptable verdier ved rutinemessige spor- og jevnhetsmålinger (Statens Vegvesen 2018b). Ved å sammenligne den funksjonelle dekkelevetiden med forventet levetid, basert på empiriske observasjoner for ulike dekketyper (tabell 3.6), beregnes *levetidsfaktoren*, f etter formel 3.16.

$$f = \frac{\text{funksjonell (observert) dekkelevetid}}{\text{Normert (forventet) dekkelevetid}} \quad (3.16)$$

Tabell 3.6: Normert dekkelevetid for ulike asfaltdekker (Statens Vegvesen 2018b)

NORMERTE DEKKELEVETIDER ¹⁾ FOR ULIKE DEKKETYPER (år)							
Dekketype	ADT						
	≤300	301-1500	1501-3000	3001-5000	5001-10 000	10 001-20 000	>20 000
Ska				13	8	5	4
Ab			15	12	7	5	4
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.

Forsterkningsbehovet baseres på levetidsfaktoren, som i henhold til N200 vurderes som følger:

- $f > 0,7$: Ingen tiltak påkrevd, utenom ordinær dekkefornyelse.
- $f < 0,5$: Vegkonstruksjonen har fundamentale mangler, og omfattende tiltak kreves. Videre undersøkelser er nødvendig for å lokalisere problemområder og skadeårsaker.
- $0,5 \leq f \leq 0,7$: Forsterkningsbehovet kartlegges, basert tilstandsvurderinger. Tykkelser kan finnes fra oppgravingspunkter (minst én per delstrekning). For hvert lagskille beregnes indeksverdien for alle lagene over lagskillet etter formel 3.17.

$$I_{i,n} = \sum_{j=1}^n a_{i,j} \cdot h_{i,j} \quad (3.17)$$

- $I_{i,n}$ = indeksverdien for lagene over lag $n+1$ i oppgravingspunkt i
- $a_{i,j}$ = lastfordelingskoeffisient til materiale i lag j , i oppgravingspunkt i
- $h_{i,j}$ = tykkelse til materialet i lag j , i oppgravingspunkt i

Det dimensjonerende forsterkningsbehovet vil være det lagskillet som gir den største differansen mellom tabulerte verdier (tabell 3.7) og akkumulert $I_{i,n}$ for de overliggende lagene. Denne verdien er et mål på produktet av lagtykkelser og lastfordelingskoeffisienter, kalt F_{diff} . Levetidsfaktoren kan også benyttes ved heving av tillatt aksellast, men dette er ikke videre relevant for denne oppgaven.

Tabell 3.7: Indekskrav etter forsterkning (Statens Vegvesen 2018b)

KRAV TIL INDEKSVERDIER ETTER FORSTERKNING		TRAFIKKGRUPPE (Antall ekvivalente 10 t aksler pr. felt i dimensjoneringsperioden, N, mill.)						
Over materialer i overbygningen eller i grunnen	Bæreevne-gruppe	A1 ($< 0,2$)	A2 ($0,2 - 0,5$)	B ($0,5 - 1$)	C ($1 - 2$)	D ($2 - 3,5$)	E ($3,5 - 10$)	F (> 10)
Materialer med lastfordelingskoeffisient $a \leq 1,35$		18 ¹⁾	18 ¹⁾	18 ¹⁾	29	31	50	52
Grus $C_u \geq 15$, T1 Knust berg, $C_u \geq 15$, T1	1, 2	35	47	52	56	59	66	68
Grus $C_u < 15$, T1 Sand $C_u \geq 15$, T1 Knust berg, T2	3	35	47	52	56	67	82	84
Sand $C_u < 15$, T1 Grus, sand, morene, T2	4	47	55	60	72	83	98	108
Grus, sand, morene, T3	5	56	63	76	88	91	106	116
Silt, leire, T4	6	64	71	84	88	100	114	124

¹⁾ Dersom dekket består av A8b eller stivere dekketyper

3.6.2 Rambøll

Rambølls arbeidsprosess for valg og dimensjonering av forsterkningstiltak ble kartlagt via intervju med en av deres ansatte i Norge, Jan Halvor Knutsen. Intervjuobjektet ble utvalgt basert på lang erfaring med forsterkningsprosjekter i Norge.

Det er normalt få opplysninger tilknyttet vegens og omgivelsenes tilstand i konkurransegrunnlaget. Utenom et kartgrunnlag for strekningen, står prosjekterende selv ansvarlig for

å gjennomføre nødvendige undersøkelser. I forsterkningsprosjekter har Rambølls hovedkunde gjennom en årrekke vært SVV. Sistnevnte har tidligere organisert deres forvaltning av vegnettet slik at ansvaret for drift og vedlikehold har vært distribuert ned til enkeltpersoner for kortere vegseksjoner. Dette har medført god kjennskap til de enkelte seksjonene hos de ansvarlige individene. Befaringer med disse har derfor vært verdifullt for tilstandskartlegging, og har som regel blitt ansett som tilstrekkelig grunnlag for bestemmelse av nødvendig forsterkningstiltak. Det er visuelle indikatorer og erfaringer som benyttes for å bedømme skademekanismer og svakheter i vegkonstruksjonen, eksempelvis krakelering og oppsprekking.

I tilfeller med visuelle indikatorer på svakheter eller ustabil sideterreng og/eller undergrunn, blir geotekniske undersøkelser utført. Dette begrenses normalt til borprøver for å kartlegge avstand til fjell og ustabile materialsjikt som for eksempel kvikkleire. Slike vurderinger er mer benyttet der vann potensielt kan påvirke vegkonstruksjonen, som for eksempel ved naturlige vannveger.

Både valg og dimensjonering av tiltak baseres som regel på de antatte skademekanismer, observert ved den første befaringen. For dimensjonering av overbygninger brukes retningslinjer i N200s kapittel 5, *Dimensjonering av vegoverbygning*. Indeksberegninger utføres imidlertid svært sjeldent, og kun som en ekstra kontroll. Begrunnelsen for dette er at de fleste overbygninger i praksis overdimensjoneres, slik at indekstravene uansett innfris med god margin. Kapittel 59 i N200, *Forsterkning av veg*, brukes ikke. Normalt prosjekteres forsterkningstiltak for hele strekningen. I etterkant må prioriteringer utføres for å komme innenfor prisrammene satt av byggherren, der graden av alvorlighet og tiltakenes omfang og kostnader må vurderes. I enkelte tilfeller må også større og viktigere tiltak utsettes, grunnet stramme økonomiske rammer.

Basert på Jan Halvors erfaringer er denne metoden for valg og dimensjonering av forsterkningstiltak tilstrekkelig for å oppnå en god og varig veg. Han påpekte likevel at mange års erfaring med forsterkningsprosjekter kan gjøre det vanskelig for ham å sette seg inn i nye metoder. Jan Halvor hadde kjennskap til, men ingen erfaringer med FWD- og GPR-målinger. Det ble understreket at bruken av slikt utstyr er mye mer kostbart enn befaringer. En utfordring er derfor å fremstille nytteverdien for kundene på en måte som gjør de villige til å betale de ekstra kostnadene. Basert på dette er derfor en optimal løsning fra et vegteknologisk perspektiv ikke ensbetydende med en optimal løsning fra et økonomisk perspektiv.

3.6.3 ME-dimensjonering i TRVK Väg

Trafikverket, svenskenes offentlige vegetat, står for standardisering av vegnormaler i Sverige. Den overordnede vegstandarden for vegbygging, *TRVK Väg*, inndeler de svenske vegene i tre hovedklasser: DK1-DK3. Ved dimensjonering av vegoverbygning og dreneringssystemer for DK2 og DK3 tilsier standarden at ME modeller skal benyttes. For dette benyttes PMS Objekt (Trafikverket 2011). Som følge av den mekanistiske tilnærmingen er tallfestede verdier, som blant annet kan samles inn med FWD-målinger, mer anvendt enn i Norge. Derfor er også beskrivelsen av metoden og kravene som stilles til nedbøyningsmålinger mer standardisert og nyansert enn i SVVs håndbøker. For dette har Trafikverket publisert to standarder, som beskriver henholdsvis måleprosedyre og bearbeiding av fallvektsdata: *TRVMB112* og *TRVMB114* (Trafikverket 2012b; Trafikverket 2012a).

TRVMB112: Defleksjonsmåtning vid provbelastning med fallviktsapparat beskriver den praktiske gjennomføringen av målinger med FWD, samt krav som stilles til disse (Trafikverket 2012b). Dette inkluderer en presis beskrivelse av krav til FWD-utstyret; kraftpulsens størrelse, belastningsareal og belastningstid, oppløsning, nøyaktighet og presisjon for nedbøyningsloddet i form av maksimumsgrenser for standardavvik, samt krav til geofonkonfigurasjon. Det er tildelt stor oppmerksomhet til temperaturmålinger, ettersom dette har vist seg å ha store påvirkninger på målingenes pålitelighet. Målinger anbefales utført ved dekketemperatur så nær 10-15°C som mulig (Trafikverket 2012b).

TRVMB 114 Bearbetning av defleksjonsmätdata, erhållna vid provbelastning av väg med FWD-apparat er en egen standard for behandling av FWD-data, primært gjeldende for bituminøse dekker. Hensikten med databehandling er å finne den strukturelle tilstanden til en veg, samt levetid i form av ESAL til brudd. Dette omfatter beregning av ”enkle bæreevne”, klassifisering av lastfordelende evne, analyse av stivheter med forslag til PMS Objekt, samt etterkontroll av utførte tiltak (Trafikverket 2012a). For dette forutsettes det tilgang til FWD-målinger, kjennskap til vegdekkets og dreneringens tilstand, lagtykkelser, materialtyper, samt temperatur- og klimaforhold (Trafikverket 2012a).

Lagtykkelser og tverrkontraksjonstall benyttes videre til etterberegninger i en isotrop, lineærrelastisk modell for å finne tøyninger og spenninger i de ulike lagene. TRVMB114 setter antall lag til tre: dekke, ubundne materialer og undergrunn. Responsen er et produkt av stivhet og tykkelse. Dermed bidrar tynne og fleksible dekker mindre til overflatenedbøyningen, hvilket gir en større usikkerhet i etterberegnet stivhet. For best mulige resultater bør dekket derfor være tykkere enn halve radien til belastningsplaten, som normalt tilsvarer 75 mm. For lagtykkelser under 75 mm skal en realistisk stivhet anslås basert på temperatur og dekketilstand. De ubundne lagene bør akkumulert være tykkere enn 100 mm (Trafikverket 2012a). Undergrunnen antas å være homogent isotrop, hvilende på et stivt sjikt (fjell), 3 m under vegoverflaten. Tverrkontraksjonstallet settes til 0,35 for alle lag, gitt at ikke annet er kjent (Trafikverket 2012a).

Løsningen bør kontrolleres i etterkant. Målt og beregnet nedbøyningsbasseng skal maks ha 3% avvik i for hvert målepunkt, helst under 1% (Trafikverket 2012a). Feil stivhet i et lag vil ha en påvirkning på de øvrige, ettersom etterberegningene tar utgangspunkt i vegkonstruksjonens totale stivhet. Spesielt tynne lag kan gi utypiske stivheter, og resulterer i høy RMS. Dersom kravene til målingene ikke er oppfylt, skal målingene forkastes eller forklares med en mer avansert modell. I tillegg bør det utføres en sammenligning av ingeniørmessig skjønn mellom beregnede stivheter og tabulerte standardverdier for ulike materialtyper. Normalt vil stivheter for hvert lag avta nedover i konstruksjonen (Trafikverket 2012a).

Med utgangspunkt i resultatene fra etterberegningene kan antall ESAL til brudd for konstruksjonen beregnes, og sammenlignes antall forventede ESAL for strekningen. Kravet er at $N_{till,bb} > N_{ekv}$. For fleksible asfaltdekker benyttes formel 3.18, 3.19 og 3.20 for $N_{till,bb}$, og 3.21 for N_{ekv} .

$$N_{till,bb} \geq N_{ekv} \quad (3.18)$$

$$N_{till,bb} = \frac{365}{\sum_{i=1}^m \frac{n_i}{N_{bb,i}}} \quad (3.19)$$

$$N_{bb,i} = f_s \cdot \frac{2,37 \cdot 10^{-12} \cdot 1,16^{(1,8 \cdot T_i + 32)}}{\epsilon_{bb,i}^4} \quad (3.20)$$

- N_{ekv} = antall tillatte standardaksler
- m = antall klimaperioder (tabulert, 6 ulike klasser)
- n_i = antall døgn i klimaperiode i
- $N_{bb,i}$ = antall standardaksler til utmatting for klimaperiode i
- f_s = korrigeringsfaktor for dekkets tilstand
- $\epsilon_{bb,i}$ = største horisontale strekktøyning i bitumenbundet bærelag for klimaperiode i ved belastning av standardaksel
- T_i = temperatur i bitumenbundet lag for klimaperiode i

En standardaksel i TRVK Väg tilsvarende den som er gitt i N200 (formel 3.15). I motsetning til i N200, gjelder imidlertid N_{ekv} for dimensjonerende felt, og ikke total ÅDT for delseksjonen (Mork 2019b).

$$N_{ekv} = \mathring{ADT}_k \cdot 3,65 \cdot A \cdot B_{just} \cdot \sum_{j=1}^n \left(1 + \frac{k}{100}\right)^j \quad (3.21)$$

$$B_{just} = B \cdot f_a \cdot f_b \cdot f_c \quad (3.22)$$

- A = antall tunge kjøretøy [%]
- B_{just} = justert ekvivalent standardaksel per tungt kjøretøy
- n = dimensjoneringsperiode [år]
- $j = 1, 2, 3, \dots, n$
- k = antatt årlig trafikkendring for tunge kjøretøy
- f_a, f_b, f_c = justeringsfaktorer for henholdsvis kjørefeltbredde, vegtype og hastighet

Bruken av GPR skal i Sverige gjøres i henhold til veilederen *TDOK 2014:0149 Undersökning av befintlig väg med georadar*, som gir en metodebeskrivelse for slike undersøkelser (Trafikverket 2015). GPR-målinger er også omtalt i enkelte rapporter; Trafikverkets forsterkningsveileder, *Förstärkningsåtgärder*, anbefaler GPR som et godt supplement til FWD-målinger (Trafikverket 2012c), og rapporten *Ground Penetrating Radar* fremhever GPR som gunstig for å kartlegge asfaltykkelse og informasjon om geotekniske forhold, gitt korrekt tolkning (Trafikverket 2017).

Kapittel 4

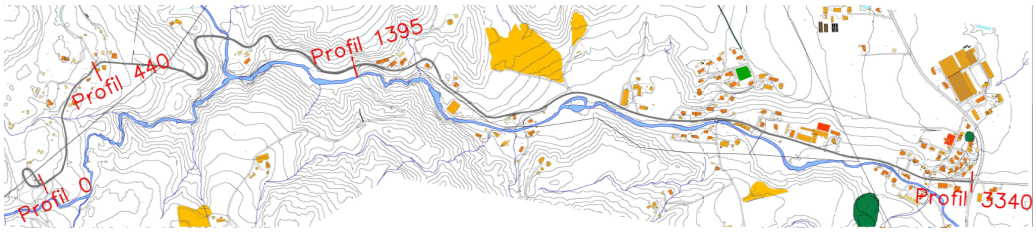
Resultater og analyser fra caseprosjekter

Kapitlet beskriver de mest sentrale funnene fra masteroppgavens casestudium. Først oppsummeres påpekte problematiske forhold og foreslåtte tiltak fra prosjekterende. Deretter følger en dimensjonering ved hjelp av ME-metodikk og indekismetoden, utført som en del av oppgavens arbeider. Stivheter for dekke, forsterkningslag og undergrunn refereres i det følgende til som henholdsvis E_1 , E_2 og E_{sub} . Figurenes x-akser representerer profilnummer for den aktuelle strekningen.

4.1 Årkvislaveien

Årkvislaveien (Kv9960) er en kommunal veg i Lier, Viken fylkeskommune. Vegen knytter Nøsteveien (Fv2704) i øst til friluftsområder i Finnemarka i vest, og fungerer også som adkomstveg til et mindre boligområde med spredt bebyggelse. Strekningen er derfor trafikkert av personbiler og myke trafikanter, samt noe trafikk fra gårdsdrift i området. Trafikktellinger er ikke utført, men basert på antall boliger, hytter og trafikk til turområdet, er ÅDT anslått til omtrent 500, hvorav ÅDT-T utgjør omlag 10%. Totalt lengde er omtrent 3,3 kilometer. De øvre 1400 metrene har grusdekke, og inkluderer flere bratte partier med korrugeringsdannelse i overflaten, samt tidvis smal kjørebane. For å begrense oppgavens omfang, omtales denne delen i mindre grad enn den nedre, asfalterte delen i denne oppgaven.

Den nedre delen bærer preg av en relativt høy grad av krakelering og oppsprekking. Dårlig dekketilstand og økende turispågang til friluftsområdene var utløsende for vedtaket om forsterkning. Prosjektets formål er å øke trafikksikkerheten for alle trafikkgruppene, samt øke fremkommeligheten på vegen; både for adkomst til boliger og for bedre tilgang til fritidsbruk. Rambølls oppdrag er å detaljprosjekttere forsterkningstiltak for gjennomføring av konkurranse på anleggsentreprise. Våren 2020 er prosjektet til høring i kommunestyret for plangodkjenning.

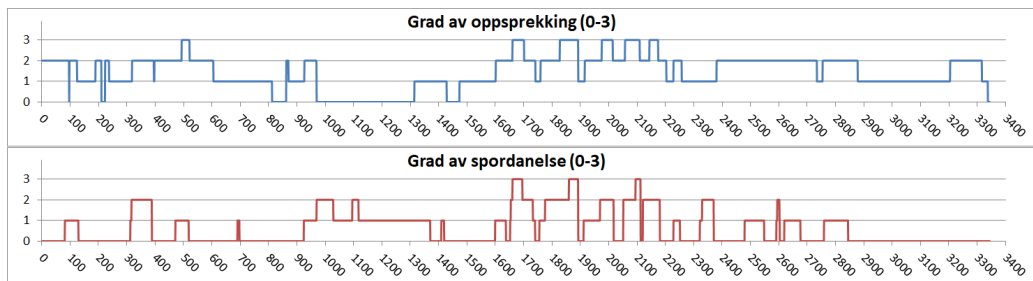


Figur 4.1: Oversikt Årkvislaveien

4.1.1 Grunnlagsdata

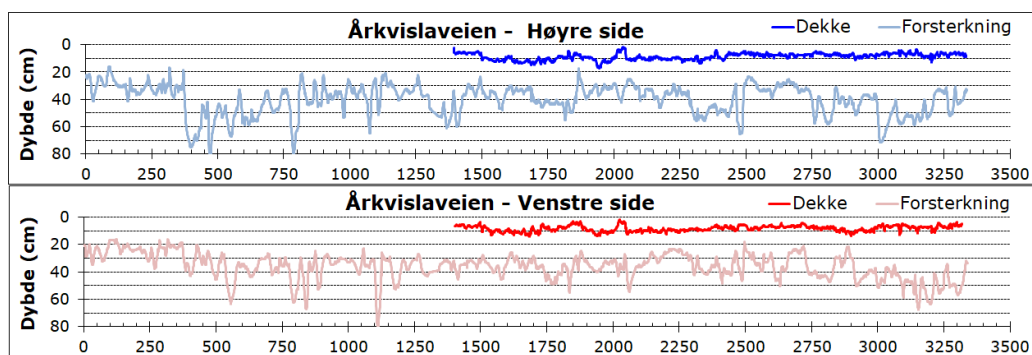
FWD-målinger ble utført i september 2019, av Rambølls RST-avdeling ved Malmö. Måleprosedyren fulgte metodebeskrivelsen i TRVMB112, hvilket blant annet omfatter tilsiktet platebelastning på 50 kN, med en belastningsplate på 30 cm og c/c 50 meter (Trafikverket 2012b). Totalt ble det utført målinger i 143 punkter, fordelt på høyre og venstre side av vegen. Nedbøyningene ble målt ved hjelp av seks geofoner. Luft- og asfalttemperatur ble målt i hvert punkt, og lå mellom 10 og 15°C. Været var overskyet, og vegbanen tørr. Anvendt utstyr var av typen KUAB-50.

GPR-målinger ble utført i slutten av november 2018, ved bruk av en GSSI SIR-30. Denne var utstyrt med to antenner; én luftmontert hornantenne (2 GHz) og én markkoblet antenne (400 MHz). Prosedyren fulgte retningslinjene i *TDOK 2014:0149 Undersøking av befintlig väg med georadar*, for måleklasse 2. Det ble automatisk tatt bilde av vegbanen med c/c 5 meter. Skadeindikatorer i konstruksjonen i form av oppsprekking og jevnhet ble registrert manuelt underveis, og rangert fra 0 til 3, der 0 er ingen skader og 3 er helt oppbrukt vegkapital, vist i figur 4.2.



Figur 4.2: Visuell skadkartlegging Årkvislaveien (tilsendt fra Rambøll RST)

Tolkningen av GPR-målingene ble utført og tilsendt fra Rambølls RST-avdeling i Malmö. Programvaren *Roadscanners Road Doctor* ble brukt, der hvert lag ble gitt faste verdier for returfrekvens. Dermed kunne lagdybdene automatisk tolkes for hver profil langs strekningen, før en manuell kvalitetskontroll. Kalibreringsmålinger ble utført i form av kjerneborprøver ned til 2 meters dybde. Resultatet er vist i figur 4.3, der dybden tilsvarende avstanden fra dekkets overflate til lagets bunn. Resultatet indikerer en tynn overbygning, med en gjennomsnittsdypde på omlag 40 cm. Asfalttykkelsen i den nedre, østlige delen var rundt 8 cm, men variabel. Det ble observert fjell nær overflaten i profil 178 og 828, samt mellom 320 og 480.



Figur 4.3: Georadartolkning Årkvislaveien (tilsendt fra Rambøll RST)

Det finnes ingen kjente oppgravingsprøver for Årkvislaveien, og det eksisterer derfor ingen nøyaktig kunnskap om de ulike materialene i overbygningen. Basert på historiske ortofoto fra 1947-1948, hentet fra finn.no (2020), var Årkvislaveien tidlig i bruk som en grusveg. Det er derfor rimelig å anta at vegen består av et relativt homogent forsterkningslag i den grusbelagte delen og under asfaltdekket. Trolig bærer dette laget et visst preg av nedknusing, etter mange år med ferdsel. Det er imidlertid få tegn på frostproblematikk langs strekningen. I henhold til vegforvalter i Lier kommune, finnes det ingen dokumentasjon for dekkefornyelse i senere tid.

En geoteknisk rapport er utarbeidet av Rambøll. Denne beskriver undergrunnsforholdene langs Årkvislaveien, i form av geotekniske vurderinger og sju totalsonderinger (T1-T7), oppsummert i tabell 4.1. Kornfordelingskurvene fra den geotekniske rapporten tilsier telegruppe T4 for samtlige punkter, og udrentert skjærfasthet fra konusforsøk og enaksialforsøk varierer fra 30 kPa til 106 kPa. Dette indikerer en middelfast til fast leire. Mellom profil 600 og 1500 ligger vegen i en jordskjæring, med tidvis bratt sideterreng med helninger fra 1:3 til 1:1,25.

Tabell 4.1: Geotekniske målinger, Årkvislaveien

Profil	Grunnforhold	Dybde til fjell [m]
0	ukjent	ukjent
710	T1: Faste masser (tørrskorpe)	11
1063	T2: Tørrskorpe over siltig leire	15
1155	T3: Tørrskorpe over siltig leire	13
1280	T4: Tørrskorpe over siltig leire og morene	8
1675	T5: Tørrskorpe over siltig leire	8
1890	T6: 3-4 meter fyllmasser/grus, over leire. Morene før fjell	7
2014	T7: 3-4 meter fyllmasser/grus, over leire. Morene før fjell	12
3360	ukjent	ukjent

Basert på løsmassekart fra NGU ligger den nedre, østlige delen av Årkvislaveien på en undergrunn av bresjø-/innsjøavsetninger, og tykke havavsetninger i den øvre delen. Basert på dette og innspill fra kommunens vegforvalter, antas store deler av vegen å ligge på et fundament av fast til middelfast leire. Løsmassekartet kan finnes i vedlegg T.

4.1.2 Arbeider i Rambøll

Etter de initielle visuelle undersøkelsene, ble det i Rambøll utført en seksjonering og tilstandsvurdering som presentert i tabell 4.2. Denne vurderingen ble i hovedsak basert på vegdekkets tilstand og vegens sideterreng.

Tabell 4.2: Dagens tilstand, Årkvislaveien

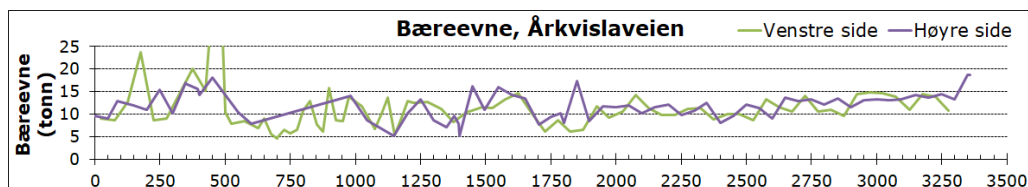
Delseksjon	Dekketype	Tilstand
0-425	Grus	Bra, uten store hull, humper eller vaskebrett.
425-440	Grus	Bra, men litt trangt og knapt høybrekk.
440-870	Grus	Veldig bratt. Vaskebrett i stigning, og spor etter vannavrenning i vegbanen. Trafo for tett på vegbanen. Ødelagt rekkverk.
870-1000	Grus	Smal veg med stor helning fra bunn.
1000-1400	Grus	Varierende tilstand. Mye bra, men også partier med hull i vegbanen og vaskebrett i stigning.
1400-1570	Asfalt	Mye bra, litt krakelering.
1570-2150	Asfalt	Veldig dårlig parti; mye krakelering, langsgående sprekker, ujevnheter, lapping med både grus og asfalt, vann i vegbanen.
2150-2350	Asfalt	Litt bedre parti, med enkelte langsgående sprekker og krakelering.
2350-2650	Asfalt	Veldig dårlig parti. Stygg dump ved profil 2400. Mye krakelering, langsgående sprekker og ujevnheter/hull i vegbanen.
2650-2950	Asfalt	Litt bedre parti, men enkelte langsgående sprekker og krakelering.
2950-3200	Asfalt	Asfalt Litt bedre parti, men enkelte langsgående sprekker og krakelering. Noen stygge hull i vegbanen.
3200-3330	Asfalt	Dårlig parti med mye skader på asfalten.

Et skisseforslag til forsterkningstiltak ble utarbeidet, Basert på tilstandsvurderingen og geoteknisk rådgivning, presentert i tabell 4.3. Ettersom dette kun er skisser, ble de ikke nærmere utdypet.

Tabell 4.3: Skisserte tiltak før FWD, Årkvislaveien

Delseksjon	Tiltak
0-425	Forbedre drenering (grøfter) og sikt (vegetasjonsrydding). Etablere breddeutvidelse/møteplass/snølagring i kurver.
425-440	Ingen, på grunnlag av svært begrenset med plass.
440-870	Asfaltering. Flytte vegen vekk fra trafo, samt sikre med rekkverk. Grøfting på begge sider grunnet rennende vann i vegen. Breddeutvidelse bratte og krappe kurver, slik for å unngå stopp vinterstid. Fornyelse av ødelagt rekkverk nede i bakken.
870-1000	Omlægging av vegbanen for å bygge ny bru nedstrøms dagens bru.
1000-1400	Asfaltering. Grøfting på innsiden av vegen, samt støttemur for å unngå stor skjæring bak grøft. Fornyelse av rekkverk.
1400-1570	Reasfaltering og foryelse av rekkverk. Etablere grønner på innsiden, med unntak av profil 1450-1510 (ikke plass til grønner v/ støttemur).
1570-2150	Masseutskift og breddeutvidelse av hele vegbanen. Etablere grønner på innsiden, og møteplass ved profil 1750. Støttemur fra 1700-1750. Etablere rekkverk ved profil 1930.
2150-2350	Rasfaltering. Etablere grønner. Møteplass ved ca. 2350.
2350-2650	Full masseutskifting av hele vegbanen, med litt breddeutvidelse. Støttemur i bakkant fra 2465-2610, og etablere rekkverk langs elva.
2650-2950	Usikkert hva som bør gjøres med vegbanen; mulig masseutskift med litt breddeutvidelse.
2950-3200	Heving av vegen til flomsikker høyde (ca. 40 cm), samt liten forskyvning mot nord. Etablere grønner. Litt breddeutvidelse.
3200-3330	Full masseutskift av vegbanen. Breddeutvidelse mot sør.

Rambøll utførte bæreevneberegninger basert på FWD-målingene, ved bruk av formel 3.4, 3.5 og 3.6. I beregningene ble nedbøyningene korrigert lineært etter belastningens avvik fra 50 kN. Resultatene er vist i figur 4.4. I henhold til R211 er den totale bæreevnen den aksellast som 90% av strekningen tåler. For den asfalterte delen av Årkvislaveien gir dette 8,5 tonn, og 6,1 tonn for den grusbelagte delen.



Figur 4.4: Bæreevneberegninger, Årkvislaveien

I etterkant av GPR-målinger og bæreevneberegningene, utførte Rambøll en ny vurdering av strekningen, i samarbeid med RST. Denne vurderingen inkluderte også små endringer i profilering, som vist i tabell 4.4.

Tabell 4.4: Skisserte tiltak etter FWD, Årkvislaveien

Delseksjon	Bæreevne	Tiltak
0-425	God. Fjell nær overflaten	Høvle vekk ca. 35cm og bygge opp som ny grusveg ved nye møteplasser. Vanlig vedlikehold øvrig på strekning.
425-440	Svært høy. Fjell nær overflaten	Nytt grusdekke (dårlig plass). Sideforskovet, ny veg (halve vegbanen). Hensiktsmessig med masseutskift hele vegen, ved oppgraving av grusvegen og benytte de massene som forsterkningslag på hele den nye vegbanen for et homogent lag. Minst halve tykkelsen av forsterkningslaget bør være nye masser iht. N200. Ny overbygning med T2-masser.
440-870	Dårlig	Nytt lag med pukk, før fresing av pukk og eksisterende vegoverbygning sammen for å danne forsterkningslag. Nedhøvling av 10 cm, med nytt bære- og slitelag iht. N200.
870-1000	Dårlig	Fresing av 4 cm asfalt, og reasfaltering med 4 cm. Svært krakelerte områder (skader under 4 cm dybde) bør freses litt dypere for å redusere fremtidig oppsprekking.
1000-1400	Svært varierende	Masseutskift. Ny overbygning iht. N200, men med litt tynnere tykkelse.
1400-1650	Middels	Tilsvarende 1400-1650. Masseutskift i full bredde, samt breddeutvidelse, slik at riktig fall på traubunn sikres. Ny overbygning i ht. N200, der maks 50% av forsterkningslaget fra eksisterende masser.
1650-2150	Dårlig	Tilsvarende 2350-2650.
2150-2350	God, homogen	Vegen må både heves og sideforskyves grunnet flomsikring. Ny overbygning over eksisterende, og kantforsterkning med overskuddsmasser der det ikke er eksisterende overbygning. Ny overbygning iht. N200, men tynnere forsterkningslag.
2350-2650	Middels	Breddeutvidelser i sammenheng med heving. Masseutskift av eksisterende overbygning, og ny iht. N200 med forsterkningslag maks bestående av 50% gjenbruksmasser fra eksisterende veg. Bør gjøres langs hele strekningen for å sikre riktig fall på traubunn.
2650-2950	God	Ny overbygning iht. N200.
2950-3200	God	
3200-3330	God	

Vurderingene fra Rambøll er altså at strekningen bærer preg av betydelige skader, men store deler av den asfalterte delen har likevel en bæreevne over 10 tonn. Enkelte av de asfalterte partiene krever allikevel større tiltak grunnet dårlig dekketilstand. Den grusbelagte delen innehar en større variasjon i bæreevne, med flere forekomster av fjell

nær overflaten. Dette vanskeliggjør bedømmelsen av nødvendig forsterkningsomfang, og fordrer avveininger mellom tekniske løsninger og økonomiske hensyn.

4.1.3 Arbeider i masteroppgaven

4.1.3.1 ME-metode med FWD og GPR

Som en del av denne masteroppgaven ble det utført ME-dimensjonering ved hjelp av PMS Objekt og Elmod6, med bruk av GPR-målinger. Seksjoneringen ble gjort som beskrevet i kapittel 2.2.5, og er oppsummert i tabell 4.5.

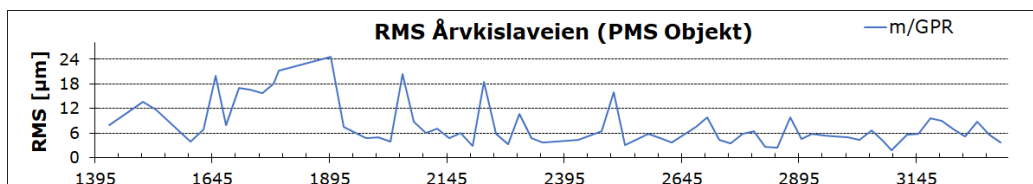
Tabell 4.5: Seksjonering m/ GPR, Årkvislaveien

Høyre	0-425	426-650	651-1395	1396-1500	1501-2375	2376-3340
Venstre	0-450	451-1395	1396-1500	1501-2349	2350-3340	

PMS Objekt

Etterberegninger tok utgangspunkt i tabell 4.5. I PMS Objekt ble midlede lagtykkelser benyttet, ettersom direkte importering av GPR-data ikke er mulig. For delene med grusdekke ble undergrunnen inndelt i to like tykke lag, tilsvarende halvparten av differansen mellom overbygningens tykkelse og 3 meter. Dermed ble kriteriet om trelagsstruktur og 3 meter dybde til fjell oppfylt. For de øvrige lagene ble undergrunnen lik differansen mellom overbygningen og 3 meter. Tverrkontraksjonstallet var konstant lik 0,35 for alle lag.

Forskjellen mellom de etterberegnete resultatene for hver side av vegen i PMS Objekt var liten; i praksis fungerer den som en enkeltfeltsveg. Det er derfor mest hensiktsmessig å betrakte hele vegbredden under ett, og medianverdier for de etterberegnete stivhetene for hele vegbanen ble brukt for videre databehandling i PMS Objekt. Median ble vurdert som et bedre alternativ enn gjennomsnitt, som beregnes automatisk i PMS Objekt, ettersom denne verdien er mindre sensitiv ovenfor ekstremalverdier. I denne prosessen ble også åpenbare feilmålinger ekskludert, som for eksempel punkter med svært urealistiske stivheter. Enkelte av disse var for punkter der det var kjennskap til fjell nær overflaten, som for eksempel punkt 347. Rådata fra etterberegningene i PMS Objekt kan finnes i vedlegg B. RMS er beregnet for hvert enkelt punkt. Punkter PMS Objekt ikke har klart å beregne blir automatisk tildelt en stivhet lik 0 og RMS lik -1. Slike punkter, eller der RMS indikerer svært store feil, ble også utelatt. Alle forkastede punkter er uthevet i vedlegg B. Figur 4.5 viser RMS-verdiene for den asfalterte strekningen, etter forkasting av de dårligste punktene.

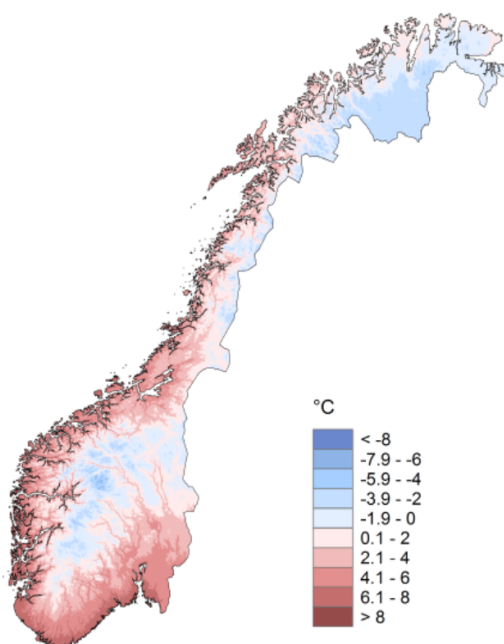


Figur 4.5: Nedbøyningsdifferanser m/ GPR, Årkvislaveien

Beregningsresultatene fra PMS Objekt gjelder for måletemperaturen, og må temperaturkorrigeres i henhold til TRVMB114 for videre bruk i programmets dimensjoneringsmodul. Denne korrigeringen er beskrevet i kapittel 3.5.4 (formel 3.11 og 3.12). $E_{t^{\circ}C}$ ble

satt til medianstivheten for delseksjonen, og måletemperaturen, $t^{\circ}C$, på tilsvarende måte. For beregning av korrigeringsfaktoren for de ulike årstidene, k , ble E_{normal} bestemt på grunnlag av dreneringsgrad, dekketykkelse og klimasone:

- *Dreneringsgrad*: 2 for alle asfalterte delseksjoner, og 3 for de grusbelagte.
- *Dekketykkelse*: Varierende tykkelse, men basert på middelverdier var den over 9 cm for delseksjonene mellom 1501 og 2375. Øvrige var under 9 cm.
- *Klimasone*: Basert på normale årsmiddeltemperaturer i Sverige (1961-1990) og Norge (1985-2014), sammenlignet med klimasoneinndelingen i figur 3.17 og 4.6. Årkvislaveien ble anslått til klimasone 2. Dette ble kontrollert mot anbefalinger fra Tomas Winnerholt i Trafikverket, samt datasett for de siste 10 årene fra målestasjon i Lier, hentet fra <https://seklima.met.no/observations/>, som tilsa en årsmiddeltemperatur lik $7^{\circ}C$.



Figur 4.6: Norske årsmiddeltemperaturer (1985-2014) (Norsk Klimaservicesenter 2020)

Verdier for E_{normal} kunne dermed leses av etter tabell 3.2. Ingen av seksjonene hadde dekkstivheter under 1500 MPa, og temperaturkorrigeringen var derfor i henhold til TRVMB114 gyldig.

Forsterkningsmodulen i PMS Objekt har seks ulike årstider i klimasone 2. Standardmaterialene i PMS Objekt har av den grunn ulike stivheter for ulike årstider. For granulære materialer er det primært graden av nedknusing som påvirker sesongvariasjonene. Disse ble korrigert etter verdiene i tabell 3.5. Sesongkorrigering ble utført for ubundne lag, etter kapittel 4.5.4.2 og 4.5.5.2 i TRVK Väg. Enkelte av disse verdiene er inkludert i tabell 3.3 og 3.4. De temperaturkorrigerste stivhetene for Årkvislaveien kan finnes i vedlegg E.

Trafikkberegninger ble utført i PMS Objekt, tilpasset norsk definisjon for likt sammenligningsgrunnlag (formel 3.15). For Årkvislaveien ble dette gjort ved å sette $B_{just} = C \cdot E = 2.4 \cdot 0.427$, og la justeringsfaktorene være lik 1, gir dermed beregningene svært like resultater. Forskjellen skyldes at formel 3.21 ikke inkluderer åpningsåret. Ved å gjøre denne forenklingen kunne dermed trafikkdataene føres direkte inn i PMS Objekt, i form av ÅDT, ÅDT-T, forventet vekst og dimensjoneringsperiode. Dette resulterte i en dimensjonerende trafikkbelastning på omlag 415 000 ESAL for 20 år.

Skadegraden er den siste inngangsparameter for PMS Objekts forsterkningsmodul, før selve vegkonstruksjonen. Denne er inkludert i tabell 4.6, som oppsummerer inngangsparametrene.

Tabell 4.6: Skadegrad (Skade), dreneringsgrad (Dren) og lagtykkelser [mm] m/ GPR, Årkvislaveien

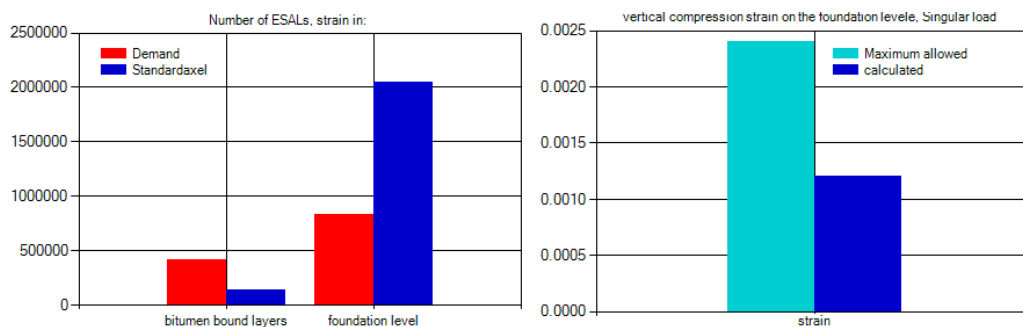
Høyre						Venstre					
Delseksjon	Skade	Dren	Lag 1	Lag 2	Lag 3	Delseksjon	Skade	Dren	Lag 1	Lag 2	Lag 3
0-425	4	3	345	1327	1328	0-450	4	3	255	1373	1372
426-650	3	1	542	1229	1229	451-1395	4	3	379	1311	1310
651-1395	3	1	396	1302	1302	1396-1500	2	2	64	351	2585
1396-1500	2	1	60	380	2560	1501-2349	6	2	93	348	2559
1501-2375	6	2	104	377	2519	2350-3340	6	2	77	403	2520
2376-3340	6	2	73	424	2503						

Standard materialmodeller, som ble antatt å være representative for materialene i Årkvislaveien, ble valgt. Deretter ble etterberegnete stivheter ført inn for hver sesong. Asfaltdekket fulgte en standardmodell for bitumenbaserte slitelag. Den resterende overbygningen, som ble betraktet som ett lag, bestod av noe nedknust granulært materiale. For grusvegen ble det lagt til et 5 cm lag av grusslitelag med standard stivhetsverdier, både fordi det er typisk for norske grusveger med et tynt lag med høyere grad av fine fraksjoner, og for å tilfredsstillere PMS Objekts krav om spesifisert dekkemateriale. Grusveger i PMS Objekt benytter også en annen beregningsmodell for grusveger, som kun ser på vertikal trykktøyning i overkant undergrunn for enkeltlaster (Trafikverket 2020). Tilsvarende etterberegningene fulgte lagtykkelsene i overbygningen middelverdier fra GPR-målingene for hver delseksjon, med materialmodeller tilpasset tabell 4.1. Et eksempel på eksisterende konstruksjon, inkludert etterberegnete og temperaturkorrigerede stivheter, er vist i tabell 4.7

Tabell 4.7: Eksisterende konstruksjon m/ GPR, Årkvislaveien (1500-1600)

Material	t [mm]	Vinter [MPa]	Televinter [MPa]	Tele [MPa]	Vår [MPa]	Sommer [MPa]	Høst [MPa]
Bitumenbundet slitelag	100	8228	6911	6582	6253	1975	5924
Knust forsterkningslag	380	1000	1000	72	72	121	121
Leire (4b)	2000	1000	1000	77	77	128	128

Alle beregningsresultater fra forsterkningsmodulen i PMS Objekt er inkludert i vedlegg H. Et eksempel på de grafiske resultatene for en delseksjon er vist i figur 4.7. Rød stolpe i venstre diagram viser N_{ekv} , og blått viser N_{brudd} . Dette er beregnet for bundne lag og topp undergrunn. Det høyre stolpediagrammet viser maksimal tillatt og opptredende enkeltlast. Kvantifiserte resultater er oppsummert i tabell 4.8. Et forholdstall $\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$ over 1,0 indikerer et forsterkningsbehov, det vil si en levetid under 20 år.



Figur 4.7: Beregninger før forsterkning m/ GPR, Årkvislaveien (1500-1600)

Tabell 4.8: Forsterkningsbehov i PMS Objekt m/GPR, Årkvislaveien

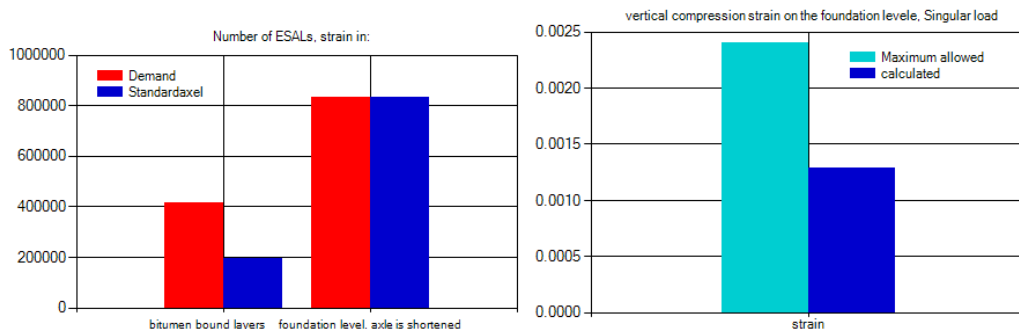
Delseksjon	Bundne lag		Ubundne lag		Enkeltlast $\frac{\text{opptredende}}{\text{brudd}}$
	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	
1396-1500	-12	3,64	-3	3,69	0,96
1501-1600	-8	2,,2	42	0,40	0,54
1601-1880	-18	-	1	2,12	0,77
1881-1930	-16	11,61	-4	4,45	0,93
1931-2260	-18	-	-2	2,96	0,89
2261-2380	-9	2,21	80	0,22	0,49
2381-2860	-18	-	19	0,71	0,65
2861-3080	-3	1,41	35	0,45	0,62
3081-3340	-18	-	27	0,56	0,66

Ettersom casestudiene i denne masteroppgaven hadde til hensikt å sammenligne ulike metoder, ble det etterstrebet en lignende karakteristikk på forsterkningstiltakene for alle metodene. Forsterkningsbehovet var relativt stort for deler av Årkvislaveien, og basert på levetiden var det behov for utskift av større deler av konstruksjonen. Det var likevel først og fremst de bundne lagene som hadde manglende kapasitet, som vist i tabell 4.8. For å unngå en for stor heving av vegen, samt redusere behovet for eksterne masser, ble det derfor valgt å modellere dypstabilisering av det eksisterende forsterkningslaget. Dette ble gjort med utgangspunkt i sammenhengen mellom veiledende referansestivhet (3000 MPa) og lastfordelingskoeffisient (3,00) for asfaltert grus (Ag) ved 25°C, hentet fra tabell 513.3 i N200 (Statens Vegvesen 2014). Ved å omregne dette til bitumenstabilisert grus (Bg), med lastfordelingskoeffisient lik 1,5, ble beregnet E-modul for dypstabiliseringen 1500 MPa for 25°C. Ved justering av denne materialmodellen til de ulike temperaturene påkrevd i PMS Objekt, ble forholdstallene i materialmodellen til standard bitumenbundet bærelag i programvaren benyttet.

Over 10 cm dypstabilisering ble det lagt inn et lag med bitumenbasert slitelag. Et eksempel på foreslåtte forsterkningstiltak, samt beregnet ESAL til brudd for en 20-årsperiode er vist i henholdsvis tabell 4.9 og figur 4.8. En oversikt over forsterkningsbehov og beregningsresultater for alle asfalterte delseksjoner er gitt i tabell 4.10.

Tabell 4.9: Forsterkningstiltak m/ GPR, Årkvislaveien (1500-1600)

Material	t [mm]	Vinter [MPa]	Televinter [MPa]	Tele [MPa]	Vår [MPa]	Sommer [MPa]	Høst [MPa]
Bitumenbundet slitelag	60	14500	13000	12000	11500	4000	11000
Dypstabilisering	100	6250	5250	5000	4750	1500	4500
Knust forsterkningslag	280	1000	1000	72	72	121	121
Leire (4b)	2000	1000	1000	77	77	128	128

**Figur 4.8:** Beregninger etter forsterkning m/ GPR, Årkvislaveien (1500-1600)**Tabell 4.10:** Forsterkningstiltak i PMS Objekt m/GPR, Årkvislaveien

Delseksjon	Forst.behov [mm]	Bundne lag		Ubundne lag		Enkeltlast $\frac{opptredende}{brudd}$
		Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	
1396-1500	60	27	0,74	22	0,90	0,67
1501-1600	55	21	0,77	51	0,31	0,48
1601-1880	75	24	0,83	22	0,91	0,64
1881-1930	75	23	0,86	21	0,99	0,69
1931-2260	75	34	0,58	21	0,94	0,63
2261-2380	55	21	0,95	87	0,23	0,43
2381-2860	55	22	0,89	61	0,33	0,51
2861-3080	45	21	0,96	49	0,41	0,54
3081-3340	45	23	0,86	58	0,35	0,55

Elmod6

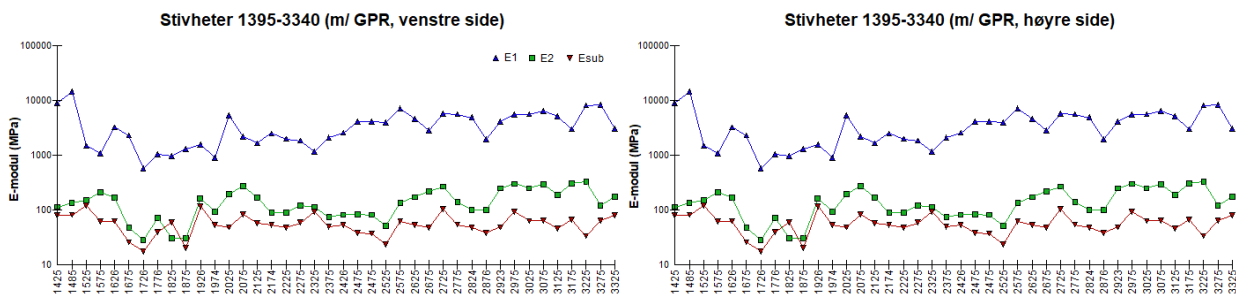
Etterberegningene i Elmod6 ble utført ved hjelp av *deflection basin fit*. I henhold til GPR-målingene er det ingen tydelige lagskiller i undergrunnen. For den asfalterte delen ble det derfor anvendt en trelagsstruktur, og en tolagsstruktur for den grusbelagte delen. Det ble valgt å la Elmod6 automatisk definere referanstivhet for ønsket materialmodell ved referansetemperatur 25°C . Seksjoneringen fulgte den samme som PMS Objekt. Maks dybde til fjell for hver delseksjon fulgte tabell 4.1. Hjelpesfunksjonen til Elmod6 påpeker at det ikke har noen hensikt å deifnere en maks dybde til fjell dersom denne overskrider 10 meter, ettersom det ikke vil påvirke resultatene i noen betydelig grad (Dynatest 2019). Dette ble allikevel gjort for ordens skyld, der dybden til fjell ble denne grovt anslått i samråd med geotekniker fra Rambøll. På grunnlag av usikkerhetene i etterberegninger av stivheter ved tynnere dekker, ble det vurdert å fastlåse dekkestivheter lik referansemodulene. Dette viste seg imidlertid ikke gunstig for Årkvislaveien, og førte til svært store standardavvik og urealistiske stivheter for underliggende lag. Ved å definere referansem modul, men la Elmod6 selv beregne dekkestivheter, ble derimot resultatene både mer realistiske og den statistiske spredningen redusert.

Klimamodellen ble definert på bakgrunn av månedsmiddeltemperaturer for de siste 10 årene i Lier, hentet fra klima.met.no/observations, og som presentert i tabell 4.11. Trafikkfordelingen ble valgt for å gjenspeile den økte bruken av friluftsområdene ved Årkvisla sommerstid.

Tabell 4.11: Klimamodell i Elmod6, Årkislaveien

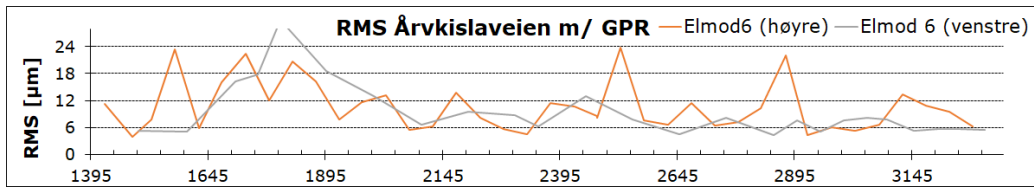
	Sesong 1	Sesong 2	Sesong 3	Sesong 4	Sesong 5	Sesong 6	Sesong 7
Lengde [uker]	6	1	4	2	22	11	6
Middeltemp. [°C]	-2,8	-1,4	0	1,2	15,3	6,6	-0,7
Trafikkfordeling [%]	5	1	5	5	59	20	5

GPR-data ble importert direkte inn i modellen. For økt nøyaktighet ble etterberegningene gjort for hver side av vegen. I motsetning til i PMS Objekt, ble derimot ikke de etterberegnete stivhetene kombinert direkte deretter; dette ble først gjort i etterkant av forsterkningsdimensjoneringen. Årsaken var muligheten for en bedre tilpasning for hver enkelt seksjon, samt praktiske begrensninger i Elmod6. Det er ikke mulig å importere stivheter direkte inn i dimensjoneringsmodulen, da denne baseres på foregående etterberegninger i samme modell. Elmod6 tillater ikke variasjon i antall lag innad i en etterberegningssprosess. Beregningene ble derfor gjort i to omganger; en for grusbelag og en for asfaltert del. Enkelte av måledataene hadde nedbøyninger i ytterste sensor (D_{1200}) lik eller mindre enn 0. Dette skyldes trolig svært små nedbøyninger kombinert med geofonenes målenøyaktighet. For at Elmod6 skulle kunne utføre beregninger i disse punktene, ble de manuelt justert innenfor et intervall lik $2 \mu\text{m}$ fra målt verdi. Målinger som ikke kunne justeres til fornuftige verdier innen dette intervallet ble forkastet. Stivhetene ved måletemperaturer er vist i figur 4.9. Merk at dette er en logaritmisk skala, som medfører større differanser mellom enkeltmålinger enn lineære fremstillinger. Resultatene fra etterberegningene er inkludert i vedlegg C.



Figur 4.9: Stivheter i Elmod6 m/ GPR, Arkvislaveien

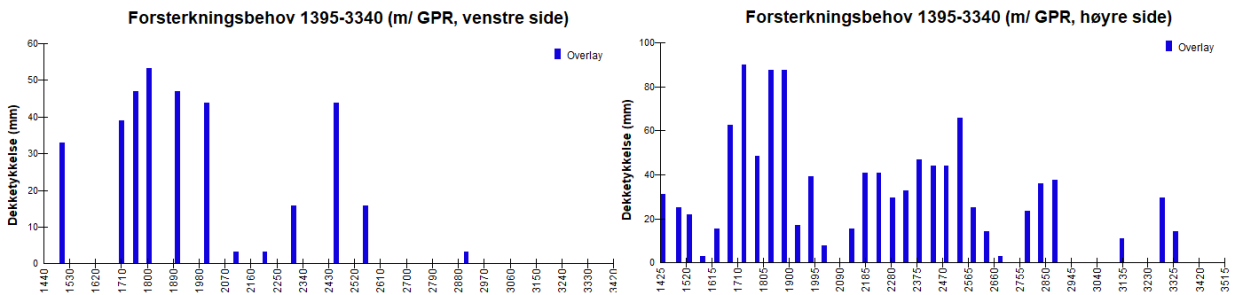
Elmod6 beregner også RMS for hvert målepunkt. Dette er vist i figur 4.10. Grunnet små nedbøyninger i ytre geofoner blir RMS uproporsjonalt høy i enkelte punkter. Det ble derfor valgt å gjøre en vurdering for hvert enkelt punkt, for å avgjøre om stivhetene kunne brukes videre. Dette ble basert på variasjoner mellom nabopunkter, RMS absoluttverdi og realisme i stivhetens verdi. De forkastede målingene er markert med uthevet skrift i vedlegg B, som viser alle nedbøyningsdifferanser og RMS. Dekkestivheten er i enkelte punkter svært høy, men bidrar i mindre grad til den totale stivheten grunnet den lave tykkelsen.



Figur 4.10: Nedbøyningsdifferanser m/ GPR i Elmod6, Årkvislaveien

Trafikkberegningene for Årkvislaveien ble gjort manuelt etter formel 3.15 for ett år. Ved å legge inn denne verdien, samt legge inn forventet trafikkvekst og dimensjoneringsperiode, beregnet Elmod6 automatisk årlig trafikk ved hjelp av funksjonen *Forecasting*. En ESAL i Elmod6 kan defineres av brukeren selv. I dette tilfellet ble det tilpasset N200, med 10 tonn aksellast over en enkeltaksel med dobbelthjul, 0,9 MPa ringtrykk og 350 mm hjulavstand.

Videre ble tiltak lagt inn for hver delseksjon. Dypstabilisering ble innført som en ny, bitumenbasert materialmodell, med referansestivhet 1500 MPa ved 25°C. I Elmod6 beregnes forsterkningsbehovet som nødvendig dekketykkelse av valgt materiale, etter å ha definert de underliggende lagene. Dypstabiliseringen ble satt til 10 cm av eksisterende forsterkningslag, etter fresing av dekke. Deretter ble det definert et nytt lag med Ab over, hvilket er tykkelsen for *overlay* i figur 4.11.



Figur 4.11: Forsterkningsbehov i Elmod6 m/GPR, Årkvislaveien

Et sammendrag av midlet forsterkningsbehov og standardavvik før forsterkning per delseksjon i Elmod6 er presentert i tabell 4.12 og 4.13. En beregnet levetid kortere enn dimensjoneringsperioden på 20 år, medfører et behov for forsterkning. En fullstendig oversikt over beregnet forsterkningsbehov og levetid for hvert enkelt målepunkt kan finnes i vedlegg N.

Tabell 4.12: Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 m/ GPR, Årkvislaveien (høyre side)

Delseksjon	Levetid [år]			Forsterkningsbehov [mm]	
	Lag 1	Lag 2	Lag 3	Tykkelse	Std.avvik
1396-1500	6,0	13,5	40,0	28,1	4,42
1501-2075	8,1	16,3	26,3	40,2	34,7
2076-2375	4,8	10,8	34,5	34,4	11,05
2376-2725	9,4	17,6	38,8	30,1	23,46
2726-3340	20,7	28,8	38,8	12,6	15,17

Tabell 4.13: Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 m/ GPR, Årkvislaveien (venstre side)

Delseksjon	Levetid [år]			Forsterkningsbehov [mm]	
	Lag 1	Lag 2	Lag 3	Tykkelse	Std.avvik
1396-1500	40,0	40,0	6,0	57,0	0,00
1501-2349	22,7	12,2	24,4	22,9	22,73
2350-2950	33,1	25,9	36,0	8,9	16,38
2951-3340	40,0	36,0	40,0	0,0	0,00

4.1.3.2 ME-metode med FWD

Seksjonering

Ingen oppgravingsprøver er gjort i Årkvislaveien. For å kunne sammenligne etterberegninger med og uten GPR, ble det derfor valgt å simulere et sett med oppgravingsprøver basert på GPR-målingene. Det understrekes at dette kun er for sammenligningens skyld, og er ikke en anvendbar metode i praksis. Fire slike simulerte oppgravingsprøver ble lagt inn per kilometer, på alternerende side av veien. Lokaliseringen ble tilpasset der de lå nær et av totalsonderingspunktene. Tabell 4.14 viser en oversikt over lagtykkelsene fra disse simuleringene.

Tabell 4.14: Simulerte oppgravingsprøver, Årkislaveien

Profil	Side	Lag 1 [mm]	Lag 2 [mm]	Lag 3 [mm]	Dybde fjell [mm]
10	Venstre	50	204	1710	2000
250	Høyre	50	280	1670	2000
500	Venstre	50	410	1540	5000
710	Høyre	50	500	1045	11000
1063	Venstre	50	310	1464	15000
1280	Høyre	50	330	8620	9000
1500	Venstre	68	330	7600	8000
1675	Høyre	119	320	6560	7000
1890	Venstre	74	310	6910	7300
2014	Høyre	38	350	11810	12200
2500	Venstre	60	220	11720	12000
2750	Høyre	82	400	11520	12000
3000	Venstre	75	510	11410	12000
3250	Høyre	68	350	11580	12000

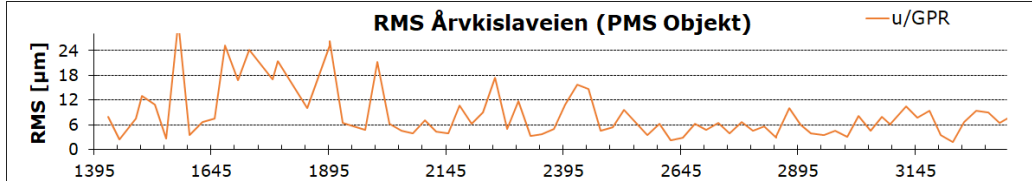
Strekningen ble inndelt i delseksjoner, basert på variasjoner i lagtykkelser. Det ble vurdert som mest hensiktsmessig å anta homogene tykkelser på tvers av veien, grunnet både smal vegbredde og begrenset kjennskap til lagtykkelser. Seksjonene og deres antatte tykkelser er vist i tabell 4.15.

Tabell 4.15: Seksjonering u/ GPR, Årkislaveien

Delseksjoner	Lag 1 [mm]	Lag 2 [mm]	Lag 3 [mm]	Fjell [mm]
0-1395	50	350	6000	6400
1396-1500	70	330	7600	8000
1501-1900	90	320	7000	7410
1901-3340	80	370	11600	12050

PMS Objekt

Etterberegningene uten GPR fulgte samme prosedyre som for med, men med delseksjoner og lagtykkelser tilsvarende tabell 4.15. Stivheter ble beregnet hver side for seg, men dette var ikke nødvendig ettersom lagtykkelsene var konstante på tvers av vejen. Nedbøyningsdifferansene er vist i figur 4.12. Forsterkningsbehov og -tiltak ble deretter beregnet, og er oppsummert i tabell 4.16 og 4.17.



Figur 4.12: Nedbøyningsdifferanser i PMS Objekt u/ GPR, Årkvislaveien

Tabell 4.16: Forsterkningsbehov i PMS Objekt u/ GPR, Årkvislaveien

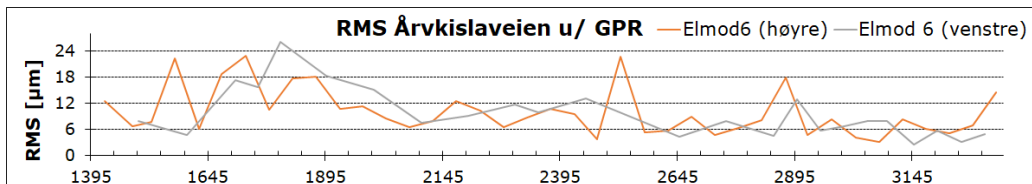
Delseksjon	Bundne lag		Ubundne lag		Enkeltlast $\frac{\text{opptredende}}{\text{brudd}}$
	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	
1396-1500	-8	2,15	-5	5,26	1,01
1501-1900	-18	-	-5	5,71	1,01
1901-3340	-18	-	6	1,31	0,75

Tabell 4.17: Forsterkningstiltak i PMS Objekt u/ GPR, Årkvislaveien

Delseksjon	Forst.behov [mm]	Bundne lag		Ubundne lag		Enkeltlast $\frac{\text{opptredende}}{\text{brudd}}$
		Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	
1396-1500	80	53	0,38	20	0,99	0,70
1501-1900	105	72	0,28	23	0,88	0,63
1901-3340	55	22	0,89	33	0,61	0,60

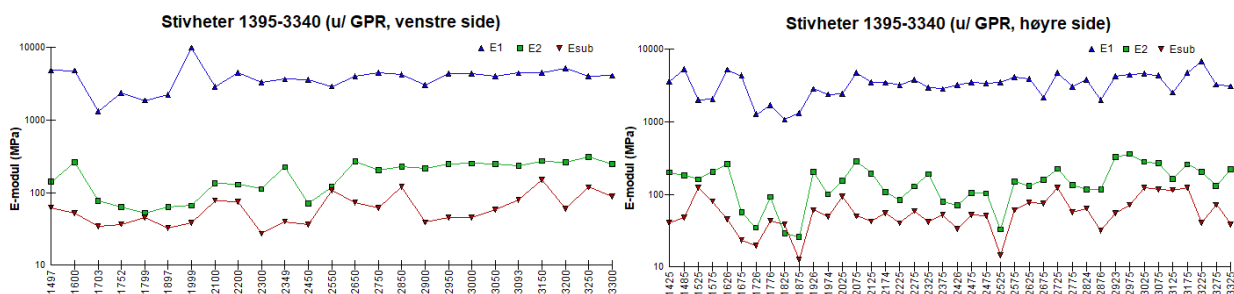
Elmod6

Etterberegningene uten GPR fulgte samme prosedyre som for med, men med delseksjoner og lagtykkelser tilsvarende tabell 4.15. Stivheter ble beregnet hver side for seg i Elmod6 av praktiske årsaker. Antatt upålitelige målinger ble fjernet etter samme kriterier som metoden med GPR. Figur 4.13 viser RMS etter dette. Beregningsresultatene er inkludert i vedlegg K, der forkastede punkter er uthevet.

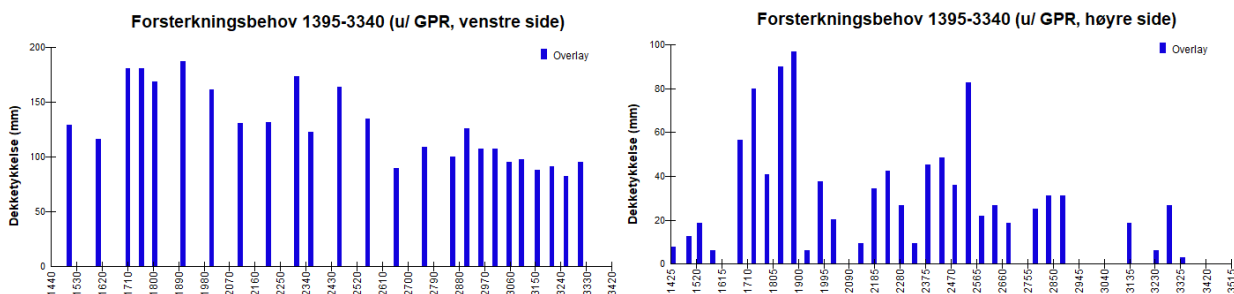


Figur 4.13: Nedbøyningsdifferanser i Elmod6 u/ GPR, Årkvislaveien

Etterberegnete stivheter for hver side av vejen ble beregnet etter tabell 4.15. Resultatene er vist i figur 4.14. Forsterkningsbehovet, basert på dette, er vist i figur 4.15. Dette er også oppsummert i tabell 4.18 og 4.19.



Figur 4.14: Stivheter i Elmod6 u/ GPR, Årkvislaveien



Figur 4.15: Forsterkningsbehov i Elmod6 u/GPR, Årkvislaveien

Tabell 4.18: Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 u/ GPR, Årkvislaveien (høyre side)

Delseksjon	Levetid [år]			Forsterkningsbehov [mm]	
	Lag 1	Lag 2	Lag 3	Tykkelse	Std.avvik
1396-1500	13,5	32,0	27,0	10,2	3,31
1501-1900	7,3	13,8	17,1	48,5	38,11
1901-3340	13,0	22,7	34,5	21,5	19,43

Tabell 4.19: Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 u/ GPR, Årkvislaveien (venstre side)

Delseksjon	Levetid [år]			Forsterkningsbehov [mm]	
	Lag 1	Lag 2	Lag 3	Tykkelse	Std.avvik
1396-1500	6,0	0,00	1,0	10,2	3,31
1501-1900	8,0	0,00	0,2	48,5	38,11
1901-3340	28,1	0,1	4,2	21,5	19,43

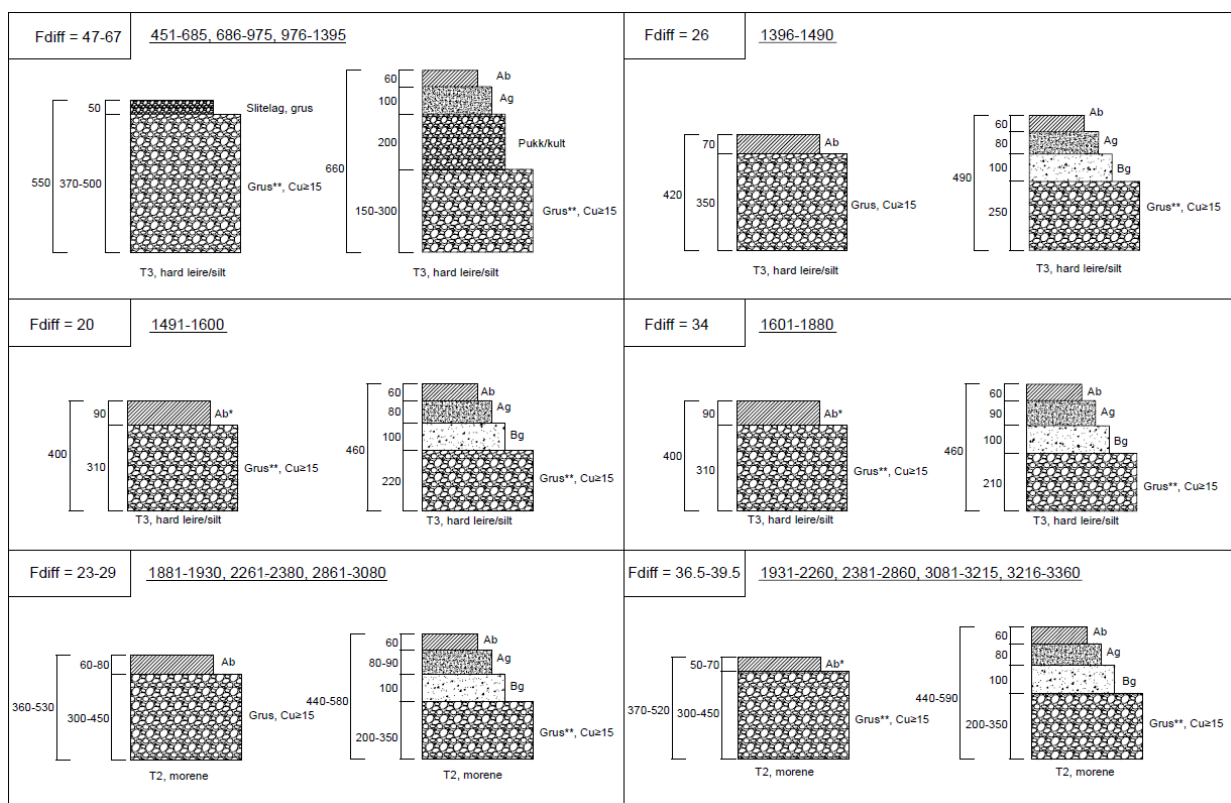
4.1.3.3 Indeksmetoden

Seksjoneringen for indeksmetoden ble basert på visuelle undersøkelser, i form av befaringer og evaluering av bilder av vegbanen fra GPR-målingene. I henhold til N200 bør det også foreligge oppgravingsprøver ved bruk av denne metoden, slik at materialer og deres tykkelser kan defineres. Tilsvarende simulerte oppgravingsprøver som ved etterberegninger uten GPR ble derfor brukt, se tabell 4.14. Tabell 4.20 viser seksjoneringen med anslåtte lagtykkelser, basert på dette.

Tabell 4.20: Seksjonering indekismetoden, Årkislaveien

Delseksjon	Lag 1 [mm]	Lag 2 [mm]	Lag 3 [mm]	Dybde fjell [mm]
0-450	50	240	1710	2000
451-685	50	410	5540	6000
686-980	50	500	10450	12000
981-1395	50	320	9630	10000
1396-1490	70	350	7580	8000
1491-1600	90	320	6590	7000
1601-1880	90	310	6900	7300
1881-1930	70	310	11620	12000
1931-2260	50	320	11630	12000
2261-2380	60	300	11840	12200
2381-2860	70	300	11630	12000
2861-3080	80	450	11470	12000
3081-3215	70	450	11480	12000
3216-3340	70	350	11580	12000

Et anslag av materialene ble gjort, med utgangspunkt i samme grunnlag som for etterberegningene. Lastfordelingskoeffisientene ble basert på dekke- og dreneringstilstand for den gitte delseksjonen og vedlegg 2 i N200. En mer detaljert oversikt over beregningene kan finnes i vedlegg Q. Indeksdimensjoneringen følger retningslinjene for dimensjonering av forsterkningstiltak i N200, som lagt frem i kapittel 3.6.1. Enkelte av delseksjonene har svært lik oppbygning, men med små ulikheter i lagtykkelser. Disse er kombinert i figur 4.16, der lagtykkelsene viser intervallet for henholdsvis minste og største tykkelse før og etter forsterkning. Asteriskene beskriver materialenes tilstand; én asterisk betyr krakelert verdi for bituminøse materialer, og en vektprosent mellom 7-15 av materialer med mindre diameter enn $63 \mu m$ for ubundne materialer. To asterisker for de ubundne materialene betyr mer enn 15% mindre enn $63 \mu m$.



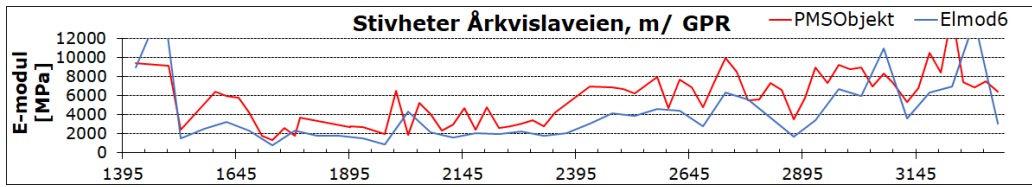
Figur 4.16: Indeksdimensjonering, Årkvislaveien

Ettersom det i Årkvislaveien er såpass lite trafikk, skal det i henhold til N200 vurderes om det er behov for frostsikring ofr å unngå ujevnt telehiv (Statens Vegvesen 2018b). Vegen bærer ingen tydelige preg av slik problematikk, og dette er derfor utelatt. Det kan påpekes at dersom frostsikringskriteriene i N200 skal følges, vil det medføre masseutskift av hele strekningen. Dette vil sannsynligvis resultere i at de økonomiske kostnadene overgår vegens samfunnsøkonomiske nytteverdi.

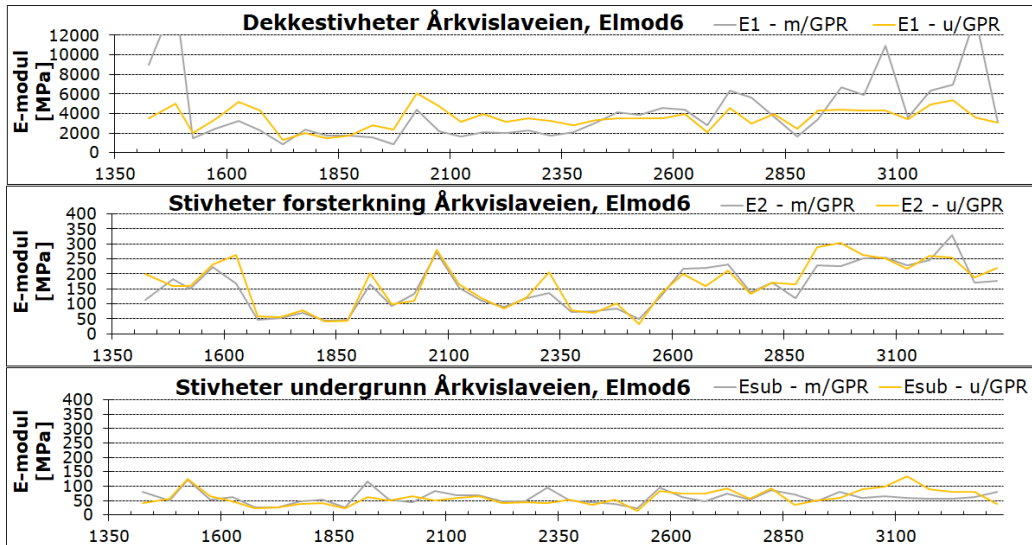
4.1.4 Sammenligning av metoder

Etterberegninger med og uten GPR

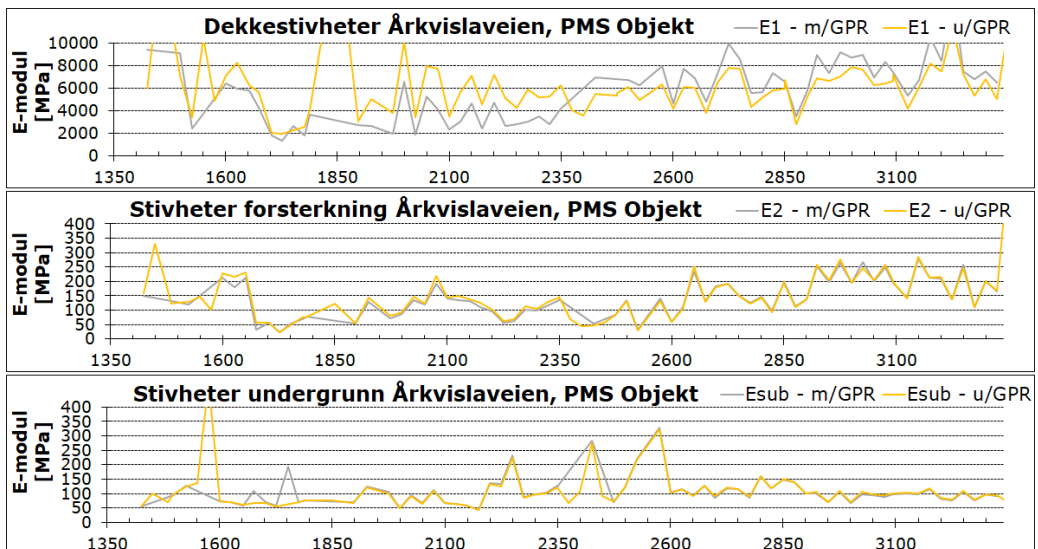
De etterberegnete stivhetene i både PMS Objekt og Elmod6 følger de samme overordnede trendene for alle lag, spesielt for overbygningen. Dette til tross for betydelige ulikheter i lagtykkelser. Et eksempel er vist i figur 4.17, men en lignende sammenheng kan også vises for de øvrige lagene; både med og uten GPR. Det er også kun en liten differanse mellom stivhetene beregnet med og uten GPR i begge programvarene, som vist i figur 4.18 og 4.19.



Figur 4.17: Dekkestivheter i Elmod6 og PMS Objekt m/ GPR, Årkvislaveien

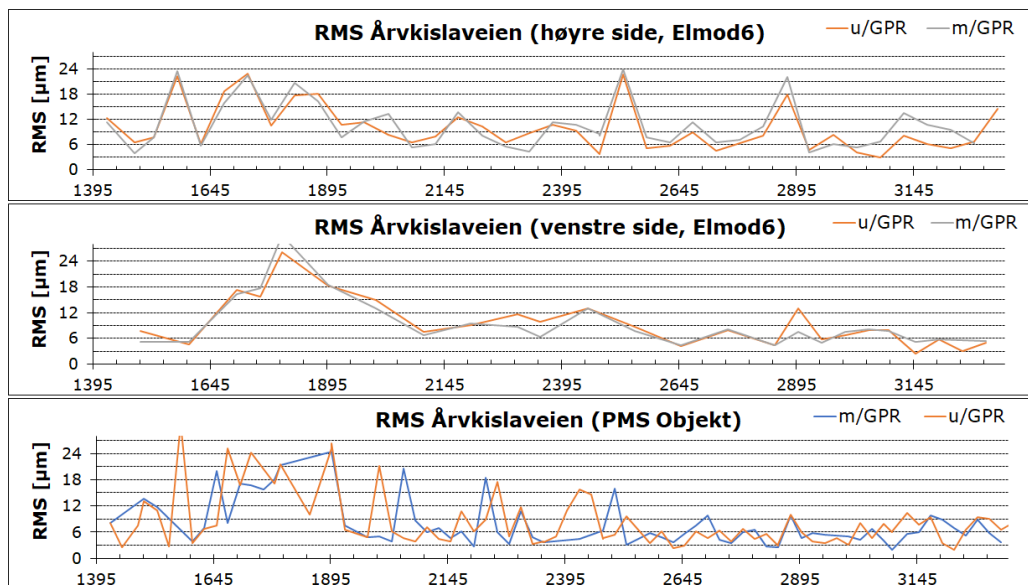


Figur 4.18: Stivheter forsterkning og undergrunn i Elmod6 m/ og u/ GPR, Årkvislaveien



Figur 4.19: Stivheter forsterkning og undergrunn i PMS Objekt m/ og u/ GPR, Årkvislaveien

Både RMS og variasjonene i stivhetene for hele den asfalterte delen av Årkvislaveien er relativt store. I alle tilfeller er de ytre nedbøyningsmålingene mest utslagsgivende, og bidrar uproporsjonalt mye til RMS-verdiene. Dette medfører redusert pålitelighet. Verdiene beregnet i PMS Objekt og Elmod6 følger et lignende mønster for strekningen, som illustrert i figur 4.20. Forskjellen i RMS med og uten GPR er lav, spesielt for Elmod6.



Figur 4.20: Nedbøyningsdifferanser m/ og u/ GPR, Årkvislaveien

For å vurdere ulikheten i de etterberegnete stivhetene med og uten GPR-data, ble t-tester utført. Grunnet variasjoner i seksjoneringen i de to tilfellene, ble det valgt å anvende den samlede seksjoneringen for begge sider av veien, uten GPR. En parvis, tosidig t-test er mest aktuelt, ettersom den kan gi en vurdering av likhetene for hvert enkelt målepunkt. Dette lot seg imidlertid kun gjøre for Elmod6, fordi de forkastede punktene med og uten GPR var ulike. En tosidig t-test for et utvalg med ulik varians ble derfor brukt for sistnevnte. Dette betyr at utvalgets sortering (rekkefølge) ikke tas hensyn til, innad i hver delseksjon. Resultatene fra t-testene er oppsummert i tabell 4.21, der P_{xx} representerer P-verdien fra etterberegningene for de ulike lagene. Fra tabellen kan det observeres at ingen av datasettene resulterte i P-verdier lavere enn signifikansnivået (α) på 0,05, hvilket betyr at verken etterberegningene av E_1 , E_2 eller E_{sub} kan sies å være ulike med og uten bruk av GPR, med over 95% konfidensnivå.

Tabell 4.21: T-tester Årkvislaveien

	Elmod6			PMS Objekt		
	P_{E1}	P_{E2}	P_{Esub}	P_{E1}	P_{E2}	P_{Esub}
1396-1500	0,19981	0,65247	0,56191	0,91694	0,42807	0,94180
1501-1900	0,09398	0,20133	0,33919	0,08682	0,54620	0,53995
1901-3340	0,32037	0,26933	0,91580	0,78231	0,43394	0,77395

Forsterkningsbehovet med og uten GPR er ulikt ved alle metodene. Spesielt venstre side, beregnet i Elmod6, viser et betydelig større forsterkningsbehov uten GPR kontra med. Dette kan observeres i figur 4.11 og 4.15. I PMS Objekt er enkeltlaster mer utslagsgivende uten GPR, og ubundne lag blir dimensjonerende for en større andel av delseksjonene.

Seksjonering

Seksjoneringen i Rambøll og for indeksmetoden baseres primært på visuelle undersøkelser, samt eventuell tilgang til oppgravingsprøver. Det kan observeres av tabell 4.2 at inndelingen i Rambøll først og fremst tar utgangspunkt i dekke- og dreneringstilstand, med enkelte innslag av spesifikke hensyn utenfor selve vegkonstruksjonen. For indeksmetoden er det i dette tilfellet hovedsakelig inndelt etter homogenitet i vegoverbygningen og antatt undergrunn. Med unntak av 500-2000 resulterte dette i lignende konstruksjoner for de to metodene.

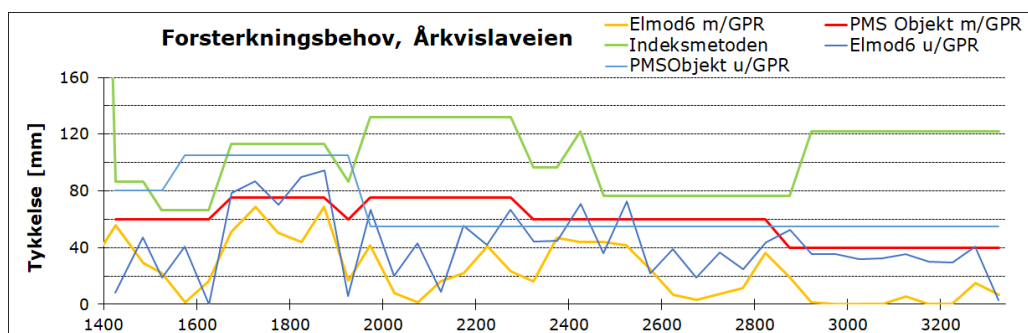
Både GPR- og FWD-målinger som grunnlag for seksjonering, resulterte i et lavere antall delseksjoner enn ved de empiriske metodene, spesielt for PMS Objekt. Sistnevnte skiller seg også ut ved å i mindre grad følge den tilsynelatende dekketilstanden. I Elmod6 var seksjoneringen mer differensiert, som i større grad følger dekketilstanden beskrevet i tabell 4.2 og figur 4.2.

Tilstandskartlegging og forsterkningsbehov

I de empiriske metodene ble det nesten utelukkende brukt visuelle undersøkelser. Tilstandsvurderingen, altså opptredende problemområder og skademekanismer, baseres derfor på gjenkjenning kombinert med erfaringer. Det gjøres ingen overslag av antatt dekkeløvetid, men det konkluderes med totalt oppbrukt vegkapital for flere av delseksjonene, illustrert i figur 4.2.

Resultatene fra Elmod6 indikerer en betydelig forskjell i forsterkningsbehovet for høyre og venstre side. For høyre er det beregnet 3-4 cm for hele den asfalterte strekningen. For venstre er det beregnet nesten 6 cm for den tilsynelatende gode tilstanden mellom profil 1396-1500. De øvrige delene av venstre side krever minimalt med forsterkning, til tross for dekketilstanden. For resterende overbygning og undergrunn er resultatene derimot svært komparable for begge sidene.

Forsterkningsbehovet beregnet i PMS Objekt (tabell 4.8 og 4.16) tilsier totalt oppbrukt dekke for tilnærmet hele strekningen, men ubundne lag er i litt bedre forfatning. Figur 4.21 viser beregnet forsterkningsbehov i form av nødvendig Ab-tykkelse over 10 cm dypstabilisering, funnet ved indeksmetoden og ME-metodene, både med og uten GPR. Forsterkningsbehovet for ME-metodene følger samme trend, men Elmod6 beregnet noe mindre behov enn PMS Objekt. Basert på indeksmetoden krever den asfalterte delen av strekningen en tykkelse på 115-155 mm over 10 cm dypstabilisering; over det dobbelte av ME-metodene. Forslagene fra Rambøll er knyttet til masesutskift for det meste av den asfalterte delen, med unntak av 1400-1650. Der er det foreslått reasfaltering med 4 cm Ma.



Figur 4.21: Beregnet forsterkningsbehov, Årkvislaveien

4.2 Hersdalsvegen

Hersdalsvegen (Kv1149) er en kommunal veg i Tysvær kommune, som strekker seg fra Falkeidveien (Fv779) i sør-vest, opp mot Gudbrandstjørna i nord-øst. Vegen fungerer i dag som adkomstveg til et lavt antall boliger. Den er lite trafikkert, med en ÅDT anslått til 200, og 10% ÅDT-T. Det er kun ett felt, med en variabel, smal vegbredde rundt 3 meter. Total lengde for strekningen er 3,4 kilometer.

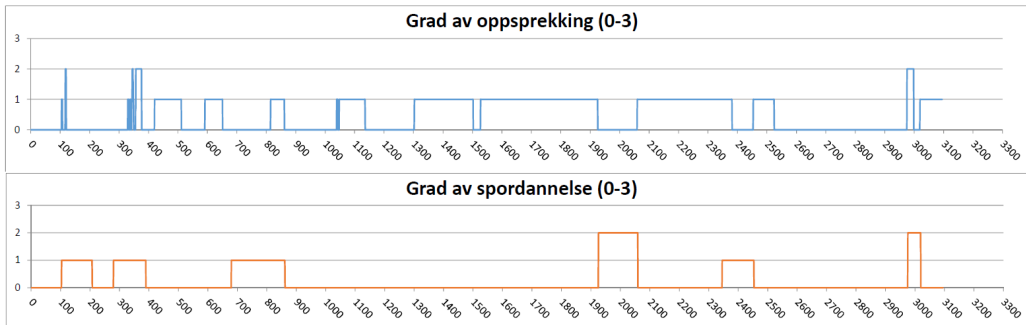
Hersdalsvegens asfaltdekke er i god forfatning, uten store skader eller deformasjoner, og bærer tilsynelatende ikke et akutt behov for forsterkning. Desember 2019 fikk imidlertid Tysvær Vindpark AS gjennomslag for sin søknad om konsesjon for utbygging av Tysvær vindkraftverk, øst for Gudbrandstjørna. Hersdalsvegen er da tiltenkt som anleggsgveg. Derfor har Rambøll blitt engasjert til å prosjektere forsterkning av vegen, for blant annet å muliggjøre tranport av lange, tunge vindmølleelementer. Byggingen av vindparken vil medføre en økning i trafikkmengden, spesielt andelen tyngre aksellaster. Det er forventet omlag 15 000 passeringer av 12-tonns aksellaster i dimensjoneringsperioden. Kombinert med vanlig trafikk, gir dette en dimensjonerende trafikkmengde på 225 000 ESAL for 20 år.



Figur 4.22: Oversikt over Hersdalsvegen (Kartverket 2020)

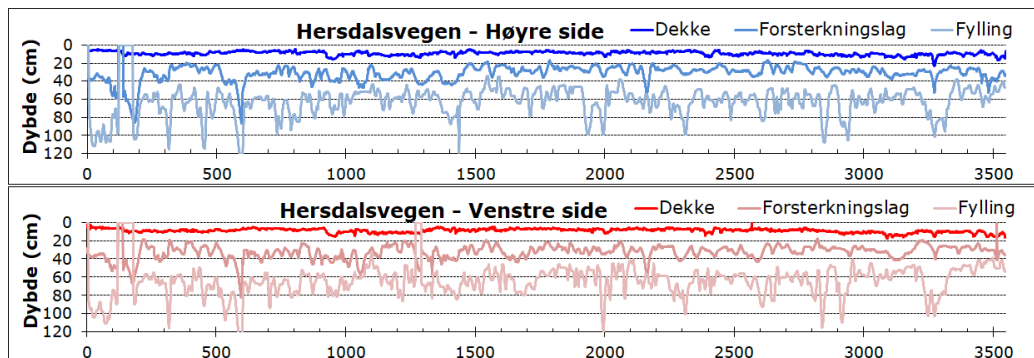
4.2.1 Grunnlagsdata

FWD-målinger ble utført i slutten av november 2019, av Rambølls RST-avdeling fra Malmö. Utstyret og måleprosedyren var tilsvarende den i Årkvislaveien. Totalt ble det målt i 139 punkter, fordelt på høyre og venstre side av vegen. Dekketemperaturen ved målingene varierte mellom 3,9 og 6,3°C, på en delvis fuktig vegbane. I samme måleoppdrag ble det gjennomført GPR-målinger, også med identisk måleutstyr og -prosedyre som for Årkvislaveien. Skaderegistreringene i form av grad av oppsprekking og spordannelse er vist i figur 4.23.



Figur 4.23: Visuell skadekartlegging Hersdalsvegen (tilsendt fra Rambøll (RST))

Både kalibrering og tolkning av GPR-målingene fulgte samme prosedyre som for Årkvislaveien. Målingene ble utført på en tørr vegbane. Det ble ikke funnet noen større skader, som illustrert i figur 4.23. Gjennomsnittlig tykkelse på bundne lag var 9 cm, påpekt som relativt tykt for en såpass liten veg. Total overbygningstykkelse var for det meste mellom 30 og 35 cm. Undergrunnen ble tolket til å bestå av et lag med ukjent kvalitet, trolig fyllmasser, med bunn mellom 60 og 80 cm under dekkeoverflaten. Antatt dybde til fjell er mellom 1,5 og 2,0 meter under dekket, men det påpekes i GPR-rapporten at dette er vanskelig å fastslå fra radargrammet. Figur 4.24 viser resultatene fra GPR-tolkningene, i samme format som figur 4.3.



Figur 4.24: Georadartolkning, Hersdalsvegen (tilsendt fra Rambøll RST)

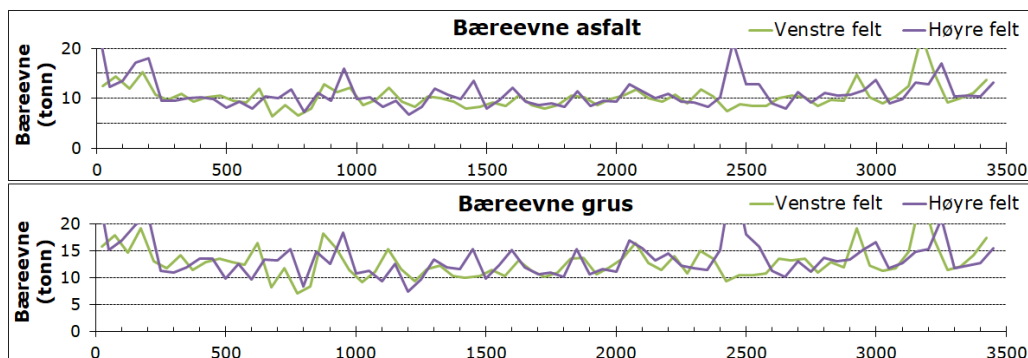
Det er ikke utarbeidet noen geoteknisk rapport i tilknytning prosjektet. Kunnskapene om lagfordeling og materialegenskaper i grunnen kommer derfor fra GPR-målingene og løsmassekart fra NGU. Sistnevnte indikerer tynn morene, med små forekomster av tykkere

morene mellom profil 0-400 og 2600-2900. Ved profil 1200-1300 er det forekomster av torv og myr. Løsmassekartet kan finnes i vedlegg U.

4.2.2 Arbeider i Rambøll

Per våren 2020 er prosjektet fortsatt i en tidligfase, hvilket medfører begrenset detaljgrad i prosjekteringen. Basert på visuelle inspeksjoner har Hersdalsvegen mangelfull drenering langs store deler av strekningen. Til tross for at dette øyensynlig foreløpig ikke har hatt noen innvirkning på konstruksjonen, vil det potensielt bli problematisk når vejen belastes med et større antall tunge aksellaster.

Bæreevneberegninger ved hjelp av formlene for både grus- og asfaltdekke er utført (formel 3.4 og 3.5), vist i figur 4.25. ÅDT-T i beregningene er satt til 10% med ÅDT lik 300 for dagens strekning. Dette gir noe lavere bæreevner enn bruk av anslått ÅDT lik 200. Ved å la asfalten brytes ned i anleggsperioden, og dermed betrakte den som grusbelagt, vil vejen kunne tåle nesten 2 tonn tyngre aksellaster. Dermed vil den også kunne benyttes for vanlig ferdsel i anleggsperioden, uten å behøve bæreevneøkende tiltak. Avsluttende reparasjoner kan gjennomføres i etterkant av anleggsperioden. Det er foreslått å da gjenbruke den ødelagte asfalten i et bærelag, sammen med et nytt bærelag av knust grus og ett enkelt lag med asfalt. For å få frem vindmøllelementene er det behov for breddeutvidelser i enkelte kurver i forkant av anleggsperioden, men dette er ikke enda nærmere prosjektert.



Figur 4.25: Bæreevneberegninger, Hersdalsvegen

Etter å ha forkastet de 10% dårligste målingene, tilsier bæreevneberegningene 8,3 tonn ved asfaltberegningene og 10,1 tonn ved grusberegningene. Rundt 50% av asfaltberegningene gir en akseptabel bæreevne (over 10 tonn), men resultatene er svært variable. De svakeste resultatene ligger mellom profil 500 og 2000.

4.2.3 Arbeider i masteroppgaven

4.2.3.1 ME-metode med FWD og GPR

Seksjonering for ME-metoden med GPR ble utført etter tilsvarende metode som i Årkvislaveien. Første iterasjon var en inndeling etter lagtykkelser. Den tynne dekketykkelsen medfører potensielle problemer i etterberegningene, og ble derfor tillagt størst vektning i seksjoneringen. Basert på GPR-tolkningene var de øvrige lagene relativt konstante, inkludert dybden

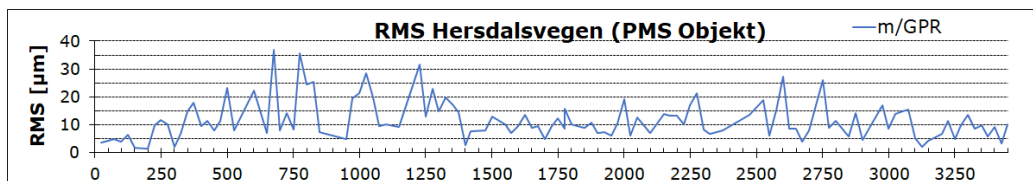
til fjell. Delseksjonene ble deretter etterberegnet i Elmod6, sammen med GPR-målingene, før en endelig seksjonering ble gjort ved å kartlegge mer eller mindre homogene delseksjoner sammen med GPR-tolkningene. Denne seksjoneringen ble initielt gjort for hver side hver for seg, men i PMS Objekt ble det besluttet å utføre en samlet seksjonsinndeling for begge sider, grunnet kun neglisjerbare differanser. Endelig seksjonering er presentert i tabell 4.22.

Tabell 4.22: Seksjonering m/ GPR, Hersdalsvegen

Elmod6		PMS Objekt
Høyre	Venstre	
0-140	0-125	0-200
141-200	126-775	201-650
201-550	776-1125	651-1000
551-925	1126-1226	1001-1350
926-1000	1227-1421	1351-1500
1001-1250	1422-1925	1501-2450
1251-1450	1926-2325	2451-2950
1451-1850	2326-3450	2951-3450
1851-2000		
2001-2449		
2450-3100		
3101-3450		

PMS Objekt

Etterberegningene i PMS Objekt ble utført med midlede lagtykkelser for hver delseksjon og side av vegen, basert på GPR-målingene. Grunnet den påkrevde tredelte lagskonstruksjonen, ble en inndeling gjort med bituminøse lag, granulære overbyggningsmaterialer og undergrunn hver for seg. Sistnevnte var dermed en kombinasjon av fylling og eventuelt annet materiale mellom overbygningen og den låste fjelldybden. Tykkelsen på det nedre laget ble tilpasset deretter, og ble satt lik differansen mellom 3 meter og overbygningens totale tykkelse. Tverrkontraksjonstallet ble satt til 0,35. Etterberegnete stivheter for hver side av vegen viste god overensstemmelse. Disse ble derfor kombinert, og medianverdier ble funnet for hver delseksjon. Åpenbare feil, resulterende i urealistiske stivheter eller manglende beregningsresultater, ble forkastet i forkant av dette. Det var ingen åpenbare årsaker til forekomsten av denne typen feil. Trolig var det et resultat av tilfeldige målefeil eller oppsett av utstyr. RMS-verdiene var relativt høye i PMS Objekt, som for de fleste målingene var et resultat av større nedbøyningsdifferanser i D_{900} og D_{1200} . RMS-verdiene er vist i figur 4.26. De etterberegnete stivhetene, samt deres nedbøyningsdifferanser og RMS, kan finnes i vedlegg C.



Figur 4.26: Nedbøyningsdifferanser i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen

Temperaturkorrigeringen av de etterberegnete stivhetene ble først utført i henhold til Trafikverket (2012a). $E_{t^{\circ}C}$ og $t^{\circ}C$ ble gitt midlede verdier for henholdsvis etterberegnet stivhet og måletemperatur per delseksjon. Korrigeringsfaktoren, k , ble beregnet på grunnlag av dette, samt dreneringsgrad, dekketykkelse og klimasone:

- *Dreneringsgrad*: Varierende. Se tabell 4.23
- *Dekketykkelse*: Varierende. Se tabell 4.23
- *Klimasone*: Basert på normale årsmiddeltemperaturer i Sverige (1961-1990) og Norge (1985-2014), sammenlignet med klimasoneinndelingen i figur 3.17 og 4.6, ble Hersdalsvegen anslått til klimasone 1. Dette ble deretter kontrollert mot anbefalinger fra Tomas Winnerholt i Trafikverket, samt datasett for de siste 10 årene fra Sigmundstad målestasjon, hentet fra <https://seklima.met.no/observations/>, som tilsa en årsmiddeltemperatur på $8,5^{\circ}C$.

Til tross for at ingen av dekkestivhetene var under 1500 MPa, resulterte temperaturkorrigeringsene for flere av delseksjonene i negative stivheter. Dette skyldes relativt store nedbøyninger ved såpass lave dekketemperaturer, hvilket for vanlige viskoelastiske materialmodeller impliserer lave stivheter. Temperaturkorrigeringen i Trafikverket (2012a) tar utgangspunkt i en standardfunksjon for sammenhengen mellom temperatur og stivhet for bituminøse dekker, som illustrert i figur 3.18. Dekket i Hersdalsvegen har fortsatt en bæreevne ved temperaturer over $10^{\circ}C$. Det er derfor overveiende sannsynlighet for at dette dekkematerialet følger en annen temperatursensitivitet enn AgB180. Negative stivheter er åpenbart feil, uavhengig av årsaken, og de kunne dermed ikke anvendes videre i forsterkningsmodulen. Som en alternativ løsning ble de etterberegnete dekkestivhetene ved måletemperaturen justert etter samme forholdstall som bitumenbasert slitelag i TRVK Väg. Ettersom målingene ble utført senhøst, før teleformasjon i grunnen, ble den midlede etterberegnete stivheten satt lik $E_{høst}$, med en faktor $f = 1,0$. De ubundne lagene i overbygningen og undergrunnsmaterialene ble også temperaturkorrigert, i henhold til tabell 3.5. Alle de temperaturkorrigererte stivhetene for Hersdalsvegen kan finnes i vedlegg F.

Trafikkberegninger for Hersdalsvegen var gitt i forprosjektet, og satt til 225 000 ESAL. Ettersom vegen er å betrakte som enkeltfelts, var det ikke et videre behov for behandling av denne verdien før bruk i PMS Objekt.

Skadegraden ble vurdert for hver delseksjon, basert på visuelle inspeksjoner av bilder av vegbanen fra GPR-målingene, samt graden av oppsprekking og spordannelse (figur 4.23). Tabell 4.23 gir en oversikt over skade- og dreneringsgrad, samt lagtykkelser for trelagskonstruksjonen benyttet i PMS Objekt. Merk at tykkelsen til lag 3 er ikke har noen påvirkning i modellen, ettersom PMS Objekt automatisk setter dybden til fjell til 3 meter.

Tabell 4.23: Skade- og dreneringsgrad, lagtykkelser Hersdalsvegen

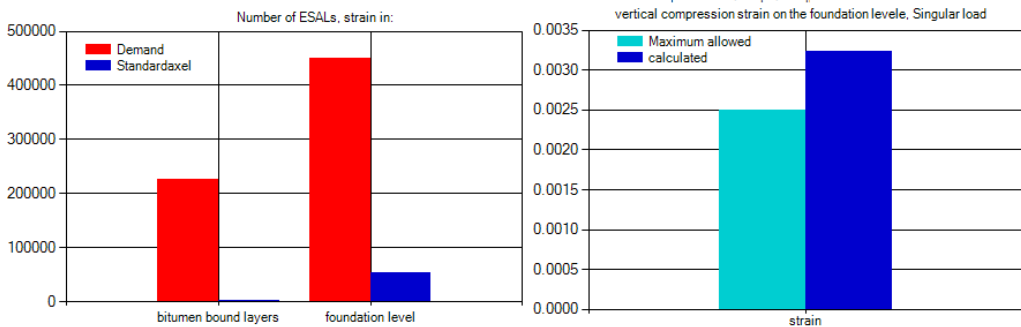
Delseksjon	Skade	Dren	Lag 1 [mm]	Lag 2 [mm]	Lag 3 [mm]
0-200	3	2	73	472	945
201-650	3	2	89	329	710
651-1000	2	2	73	337	676
1001-1350	2	2	73	345	588
1351-1500	2	2	73	343	690
1501-2450	2	2	73	293	601
2451-2950	2	2	73	287	655
2951-3450	2	2	73	304	625

Det ble antatt relativt homogene materialsjikt for store deler av Hersdalsvegen, basert på GPR-målingene, omgivelsene, dekketilstanden og løsmassekartet fra NGU. Antatt materialmodell for forsterkningsmodulen i PMS Objekt var et et (eldre) granulært forsterkningslag. Av mangel på bedre alternativer ble standardmodell etter bitumenbasert slitelag valgt for dekke, men med justerte stivheter. Det var ingen antydninger til telefarlig materiale i grunnen, og materialmodellen for undergrunnen ble satt til å tilsvare 3b i TRVK Väg. Dette tilsvare et materiale med 16-30 vektprosent under $63 \mu m$, samt $\leq 2\%$ organisk jord. Dette er svært likt *litt telefarlig grus, sand, morene* i N200, i bæreevnegruppe 4. Et eksempelutsnitt fra eksisterende konstruksjon, fylt inn i PMS Objekt, er vist i tabell 4.24.

Tabell 4.24: Eksisterende konstruksjon i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen (1000-1350)

Material	t [mm]	Vinter [MPa]	Televinter [MPa]	Tele [MPa]	Vår [MPa]	Sommer [MPa]	Høst [MPa]
Bitumenbundet slitelag	105	2047	1474	1263	1137	1077	3231
Eldre forsterkningslag	345	1000	1000	30	30	50	50
Blandkornet jord, $\leq 30\%$ leire (3b)	590	1000	1000	45	45	64	64

Alle beregningsresultater fra forsterkningsmodulen i PMS Objekt er inkludert i vedlegg I. Et eksempel på de grafiske resultatene for en delseksjon er vist i figur 4.27, og de kvantifiserte resultatene er oppsummert i tabell 4.25. I sistnevnte tabell indikerer et forholdstall $\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$ over 1,0 et forsterkningsbehov, det vil si en levetid for gitt lag under 20 år.

**Figur 4.27:** Beregninger av eksisterende konstruksjon i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen (1000-1350)

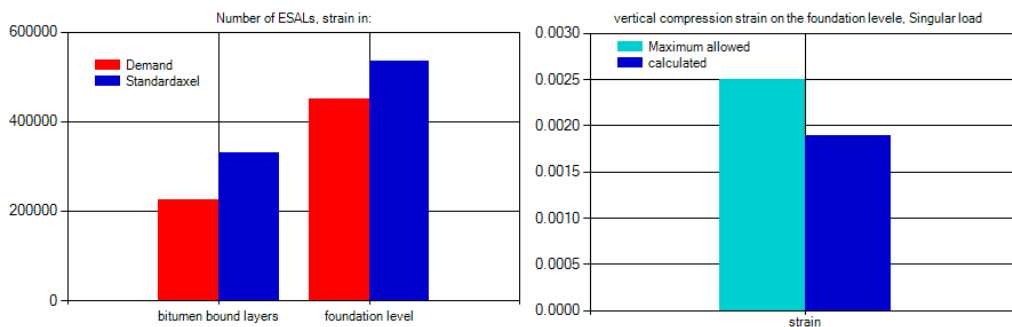
Tabell 4.25: Forsterkningsbehov i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen

Delseksjon	Bundne lag		Ubundne lag		Enkeltlast $\frac{\text{opptredende}}{\text{brudd}}$
	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	
0-200	-15	5,04	83	0,22	0,48
201-650	-19	256,26	-6	5,16	1,20
651-1000	-19	100,58	14	0,85	0,63
1001-1350	-19	187,03	-7	8,51	1,29
1351-1500	-19	481,80	-9	20,31	1,63
1501-2450	-19	139,32	-5	4,54	1,12
2451-2950	-19	441,18	-8	9,12	1,33
2951-3450	-19	69,12	-4	3,38	1,07

Basert på tabell 4.25, var de bundne lagene mest begrensende for levetiden. Tiltak som medførte heving av vegen ble ungått, da dette både vil medføre en negativ massebalanse og store materialkostnader. Av den grunn ble fresing av eksisterende dekke med dypstabilisering ned i eksisterende ubundne materialer i overbygningen valgt. Materialmodellen for dypstabilisering var den samme som for Årkvislaveien. Sesongkorrigerte stivheter kan avleses fra nest øverste lag i tabell 4.26, som viser et eksempel på forsterkningstiltak for én av delseksjonene. Figur 4.28 viser forsterkningsberegningene for tilsvarende seksjon, etter foreslåtte tiltak. En oppsummering av tiltakene langs hele Hersdalsvegen kan finnes i tabell 4.27.

Tabell 4.26: Forsterkningstiltak i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen (1001-1350)

Material	t [mm]	Vinter [MPa]	Televinter [MPa]	Tele [MPa]	Vår [MPa]	Sommer [MPa]	Høst [MPa]
Bitumenbundet slitelag	70	14500	13000	13000	11000	3500	9000
Dypstabilisering	100	6250	5250	5000	4750	1500	4500
Eldre forsterkningslag	245	1000	1000	30	30	50	50
Blandkornet jord, ≤ 30% leire (3b)	590	1000	1000	45	45	64	64


Figur 4.28: Beregninger etter forsterkning i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen (1001-1350)

Tabell 4.27: Forsterkningstiltak i PMS Objekt m/ GPR, Hersdalsvegen

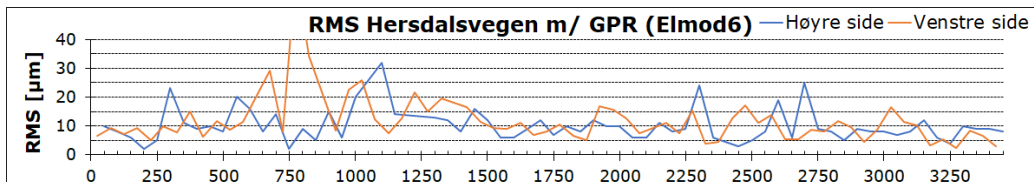
Delseksjon	Forst.behov [mm]	Bundne lag		Ubundne lag		Enkeltlast $\frac{opp\text{tredende}}{brudd}$
		Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	
0-200	25	23	0,86	61	0,33	0,49
201-650	60	23	0,88	32	0,62	0,69
651-1000	45	21	0,96	99	0,20	0,53
1001-1350	65	29	0,68	24	0,84	0,76
1351-1500	65	34	0,59	21	0,95	0,78
1501-2450	50	23	0,88	36	0,56	0,67
2451-2950	50	23	0,88	22	0,91	0,76
2951-3450	60	25	0,80	22	0,92	0,76

Basert på disse beregningene har Hersdalsvegen et relativt stort forsterkningsbehov. Det kan observeres at delseksjonene som ligger over undergrunn av myr, det vil si rundt profil 1300, har et økt behov for forsterkning. En mer detaljert oversikt kan finnes i vedlegg I.

Elmod6

Etterberegningene i Elmod6 fulgte tilsvarende metode som for Årkvislaveien. Grunnet manglende kjennskap til undergrunnsmaterialer og -tykkelser, ble det besluttet å anse alt mellom bunn overbygning og overkant fjell som ett lag, det vil si en trelagskonstruksjon. Dette gir potensielt noe mindre nøyaktige stivheter for undergrunnen, ettersom det kombinerte laget ikke består av ett enkelt homogent sjikt. Samtidig reduseres antall potensielle løsninger, hvilket gir økt pålitelighet. Det ble eksperimentert med ulike oppsett for struktur; både med og uten referansestivheter, materialmodeller og maks dybde til fjell. De minste differansene ble funnet ved bruk av referansestivhet lik 4000 MPa ved 10°C for dekket. Til tross for at dekket er relativt tynt, ble det ikke låst til referansestivheten. Dette skyldes svært varierende resultater for de to øvrige lagene når dette alternativet ble valgt. Verdien 4000 MPa ble valgt på grunnlag av av tabell 1 i TRVMB114, som anslår typiske stivheter for bundne slitelag ved 10°C til 4000-12000 MPa. Dybden til fjell ble satt til maksimalt 2200 mm for hele Hersdalsvegen, basert på maksimal dybde funnet fra GPR-tolkningene.

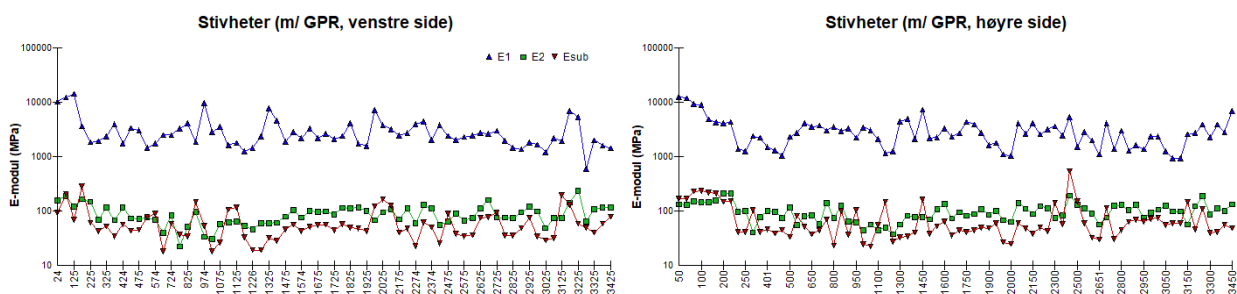
Differansen mellom målt og beregnet nedbøyningsbasseng ble funnet for hvert enkelt målepunkt, og RMS beregnet på grunnlag av dette. Figur 4.29 viser disse verdiene, etter forkasting av antatt dårlige punkter. Det kan observeres relativt høye absoluttverdier for RMS, grunnet større nedbøyninger i alle geofoner. Prosentvis er imidlertid differansene sterkt forskøvet mot D_{900} og D_{1200} . Nedbøyningsdifferansene, samt alle de etterberegnete stivhetene, er inkludert i vedlegg L.



Figur 4.29: Nedbøyningsdifferanser i Elmod6 m/ GPR, Hersdalsvegen

Etterberegningene i Elmod6 ble utført for hver side av vegen separat, med tilhørende GPR-data. Der målingene i geofon D_{1200} var under 0, ble denne korrigert innenfor et intervall på 2 μm , eller forkaset dersom dette ikke lot seg gjøre. Figur 4.30 viser en

logaritmisk fremstilling av de etterberegnete stivhetene for begge sider av veien.



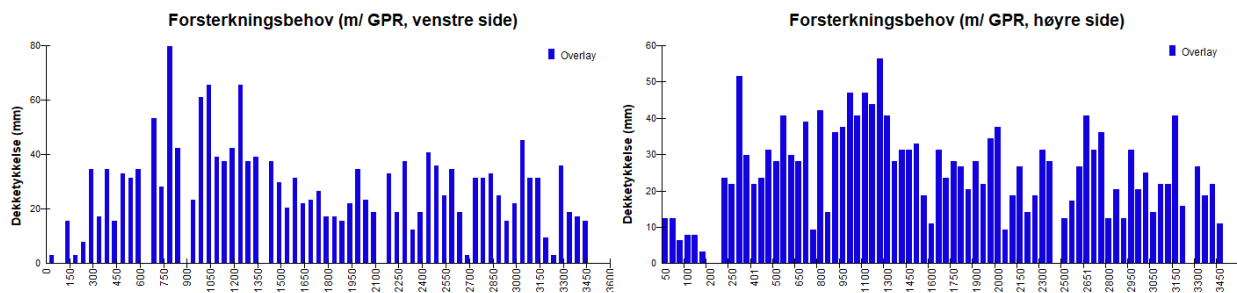
Figur 4.30: Stivheter i Elmod6 m/ GPR, Hersdalsvegen

Materialmodellen for dypstabiliseringen i Elmod6 var tilsvarende den i Årkvislaveien. Klimamodellen var ulik. Månedsmiddeltemperaturer for de siste 10 årene fra Sigmundstad målestasjon ble lagt til grunn for modellen, hentet fra klima.met.no/observations. Årets 52 uker ble fordelt over 7 sesonger, med tilhørende middeltemperaturer. En oversikt er gitt i tabell 4.28. Trafikkberegninger var fastsatt til 225 000 ESAL, fordelt over 20 år. Trafikkbelastningen ble antatt jevnt fordelt over hele året, ettersom veien primært anvendes for en adkomst til boliger.

Tabell 4.28: Klimamodell i Elmod6, Hersdalsvegen

	Sesong 1	Sesong 2	Sesong 3	Sesong 4	Sesong 5	Sesong 6	Sesong 7
Lengde [uker]	4	1	2	7	22	13	3
Middeltemp. [°C]	2,8	3,0	3,5	4,3	14,4	8,8	4,8
Trafikkfordeling [%]	7,69	1,92	3,85	13,46	42,31	25,00	5,77

Valgt forsterkningstiltak langs hele strekningen var fresing av eksisterende dekke og 10 cm dypstabilisering, etterfulgt av reasfaltering. Elmod6 beregnet deretter nødvendig dekketykkelse for hvert målepunkt for en 20 års dimensjoneringsperiode. Dette, samt gjenværende levetid, er vist i figur 4.31. Forsterkningsbehovet fra beregningene i Elmod6 er inkludert i vedlegg O.



Figur 4.31: Forsterkningsbehov i Elmod6 m/ GPR, Hersdalsvegen

Størrelsen på forsterkningsbehovet for hver side av veien korresponderte relativt godt; trenden var lignende for begge sider, men med avvik i enkelte punkter. For et bedre sammenligningsgrunnlag ble derfor forsterkningsbehovet og levetiden for de samme delsesksjonene som i PMS Objekt beregnet. De midlede verdiene for dette er oppsummert i tabell 4.29.

Tabell 4.29: Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 m/ GPR, Hersdalsvegen

Delseksjon	Levetid [år]			Forsterkningsbehov [mm]	
	Lag 1	Lag 2	Lag 3	Tykkelse	Std.avvik
0-200	17,4	37,3	40	72	57,6
201-650	5,2	12,3	24,0	168	150,7
651-1000	4,0	9,1	21,4	409	188,5
1001-1350	2,5	3,7	15,8	453	111,5
1351-1500	3,8	7,6	26,8	326	28,7
1501-2450	7,1	17,1	22,7	229	83,2
2451-2950	7,0	17,2	28,1	257	122,3
2951-3450	9,6	20,0	28,5	211	113,4

4.2.3.2 ME-metode med FWD

Oppgravingsprøver ble simulert på samme måte som for Årvkslaveien. Av mangel på reelle oppgravingsprøver ble disse også her simulert med utgangspunkt i GPR-målingene. Som tidligere påpekt er dette ikke en anvendbar metode i praksis, og er kun utført for sammenligningens skyld. Tabell 4.30 viser en oversikt over lagtykkelsene per målepunkt, basert på dette.

Tabell 4.30: Simulerte oppgravingsprøver, Hersdalsvegen

Profil	Dekke [mm]	Forsterkning [mm]	Fylling [mm]	Undergrunn [mm]	Dybde fjell [mm]
7	56	360	860	920	2200
250	111	300	610	1090	2100
500	80	230	610	680	1600
750	79	330	930	660	2000
1000	103	410	660	730	1900
1250	50	330	670	940	2000
1500	89	350	710	860	2000
1750	66	240	460	630	1400
2000	117	350	930	610	2000
2250	66	250	660	1220	2200
2500	83	340	580	1200	2200
2750	99	200	610	1280	2200
3000	98	280	580	1250	2200
3250	109	290	810	530	1740
3500	152	310	700	1050	2200

Vegen er svært smal, og seksjoneringen ble derfor gjort for både høyre og venstre side samlet. Delseksjonene kan leses av tabell 4.31.

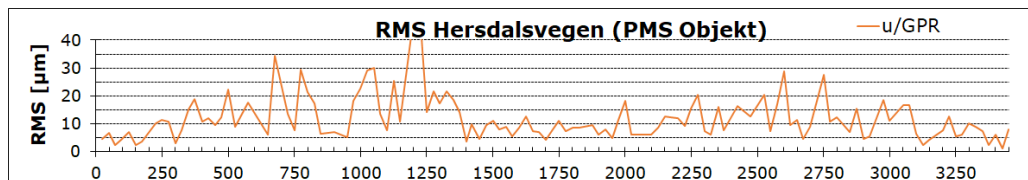
Tabell 4.31: Seksjonering u/ GPR, Hersdalsvegen

Delseksjon	Lag 1 [mm]	Lag 2 [mm]	Lag 3 [mm]	Dybde fjell [mm]
0-3250	90	300	690	2000
3251-3450	130	300	750	1950

PMS Objekt

Etterberegningene i PMS Objekt uten GPR fulgte samme prosedyre som for med, men med delseksjoner og lagtykkelser tilsvarende tabell 4.31. Etersom lagtykkelsene ble antatt like på tvers av vegen, var det ikke nødvendig å utføre beregninger for hver side separat.

Forkastede målinger er uthevet i vedlegg C. Figur 4.32 viser beregnede RMS-verdier etter dette. Forsterkningsbehovet og -tiltak beregnet i PMS Objekt er vist i tabell 4.32 og 4.33



Figur 4.32: Nedbøyningsdifferanser i PMS Objekt u/ GPR, Hersdalsvegen

Tabell 4.32: Forsterkningsbehov i PMS Objekt u/ GPR, Hersdalsvegen

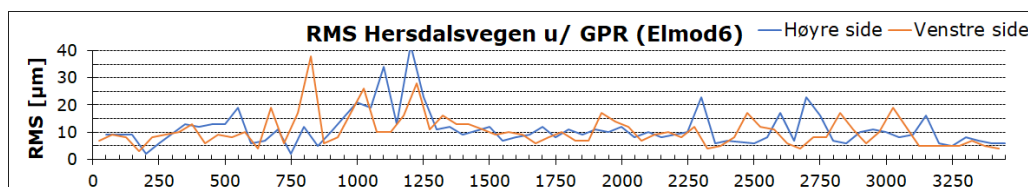
Delseksjon	Bundne lag		Ubundne lag		Enkeltlast $\frac{oppredende}{brudd}$
	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	
0-3250	-19	189,23	-7	7,10	1,29
3251-3450	-19	205,29	-4	3,46	1,08

Tabell 4.33: Forsterkningstiltak i PMS Objekt u/ GPR, Hersdalsvegen

Delseksjon	Forst.behov [mm]	Bundne lag		Ubundne lag		Enkeltlast $\frac{oppredende}{brudd}$
		Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	
0-3250	50	23	0,88	22	0,90	0,76
3251-3450	50	22	0,92	26	0,77	0,73

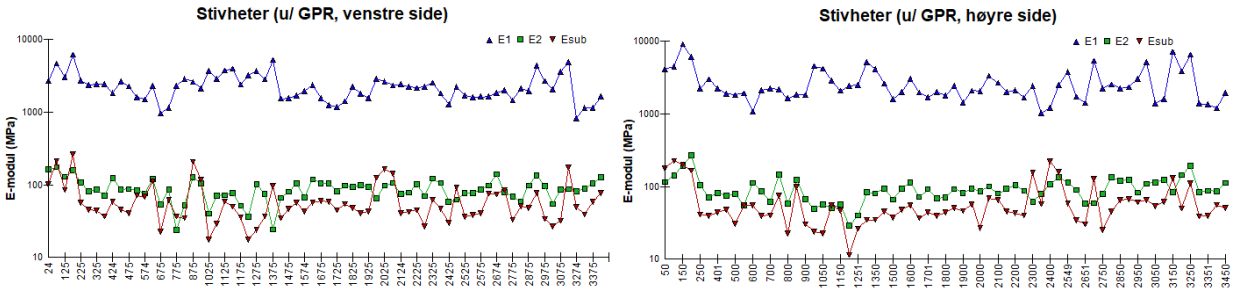
Elmod6

Etterberegningene i Elmod6 uten GPR fulgte samme prosedyre som for med, men med delseksjoner og lagtykkelser tilsvarende tabell 4.31. Stivheter ble beregnet med konstante lagtykkelser på tvers av vegen. RMS-verdiene fra beregningene er vist i figur 4.33. Til tross for tilsynelatende svært store nedbøyningsdifferanser, er prosentverdiene betydelig lavere for de indre geofonene. Dette skyldes store absoluttverdier for nedbøyningene. I de ytre er prosentene høyere, hvilket for de fleste punktene kan forklares med lavere absoluttverdier for nedbøyningene.

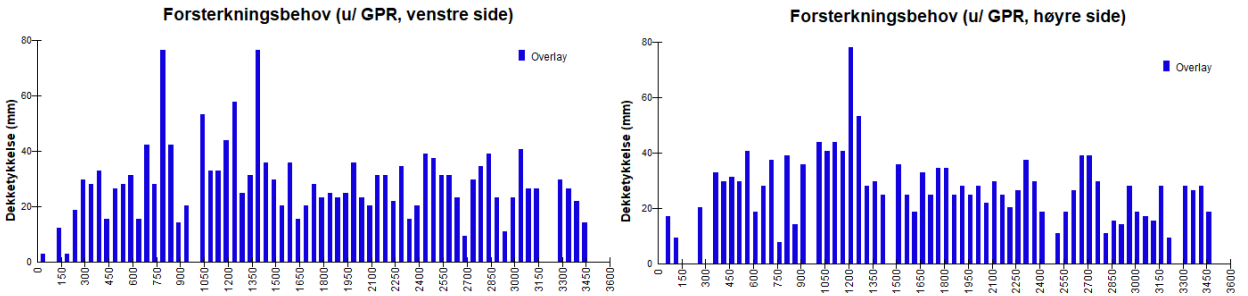


Figur 4.33: Nedbøyningsdifferanser i Elmod6 u/ GPR, Hersdalsvegen

Figur 4.34 viser de etterberegnete stivhetene etter forkasting av antatt dårlige målinger. Beregningsresultatene kan finnes i vedlegg L, der de forkastede punktene er uthevet. Figur 4.35 viser beregnet forsterkningsbehov for høyre og venstre side. Dette er også oppsummert i henholdsvis tabell 4.34 og 4.35.



Figur 4.34: Stivheter i Elmod6 u/ GPR, Hersdalsvegen



Figur 4.35: Forsterkningsbehov i Elmod6 u/ GPR, Hersdalsvegen

Tabell 4.34: Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 u/ GPR, Hersdalsvegen (høyre side)

Delseksjon	Levetid [år]			Forsterkningsbehov [mm]	
	Lag 1	Lag 2	Lag 3	Tykkelse	Std.avvik
0-3250	5,8	13,6	25,1	28,4	13,67
3251-3450	6,8	17,0	29,5	23,0	6,80

Tabell 4.35: Forsterkningsbehov og levetid i Elmod6 u/ GPR, Hersdalsvegen (venstre side)

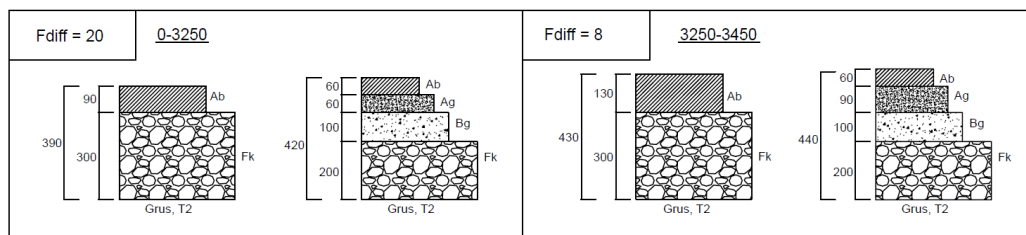
Delseksjon	Levetid [år]			Forsterkningsbehov [mm]	
	Lag 1	Lag 2	Lag 3	Tykkelse	Std.avvik
0-3250	6,9	15,1	24,8	26,5	13,18
3251-3450	6,0	15,0	26,0	25,4	4,49

4.2.3.3 Indeksmetoden

Sammen med de simulerte oppgravingsprøvene og løsmassekart fra NGU, ble strekningen evaluert på basis av visuelle undersøkelser i forkant av seksjonering med indeksmetoden. Det var ikke nødvendig med en spesielt differensiert inndeling, grunnet god, og tilsynelatende homogen tilstand. Det tykke laget med fyllingsmateriale under hele strekningen er å betrakte som undergrunn i indeksmetoden. På bakgrunn av fyllingsmaterialets tilstand, ble det antatt å være av relativt høy kvalitet for vegformål, og anslått til T2 grus uten høy grad av nedknusing, bæreevnegruppe 4. Av den grunn var det primært tykkelsen på overbygningmaterialet som ble utslagsgivende for dimensjoneringen. Dette gjaldt også

mellom profil 1200 og 1300, til tross for at det nederste laget var antatt torv/myr. Overbygningmaterier ble anslått basert på standard oppbygning for små, eldre landeveger, og undergrunnen basert på løsmassekart fra NGU. Lastfordelingskoeffisientene for dekket ble valgt på grunnlag av krakelingsgrad.

Forsterkningsbehovet og -dimensjoneringen fulgte retningslinjene i N200. Dypstabilisering ble valgt som tiltak. På store deler av strekningen ble beregnet forsterkningsbehov relativt lite. Ab-dekke er trolig et bedre alternativ enn mykafalt (Ma), ettersom det er forventet en viss andel svært tunge enkeltlaste i tilknytning til vindparken. Resultatene er oppsummert i figur 4.36. Basert på retningslinjene i N200 er det ikke krav til frostsikring av Hersdalsvegen. En mer detaljert oversikt over beregningene er lagt ved i vedlegg R.

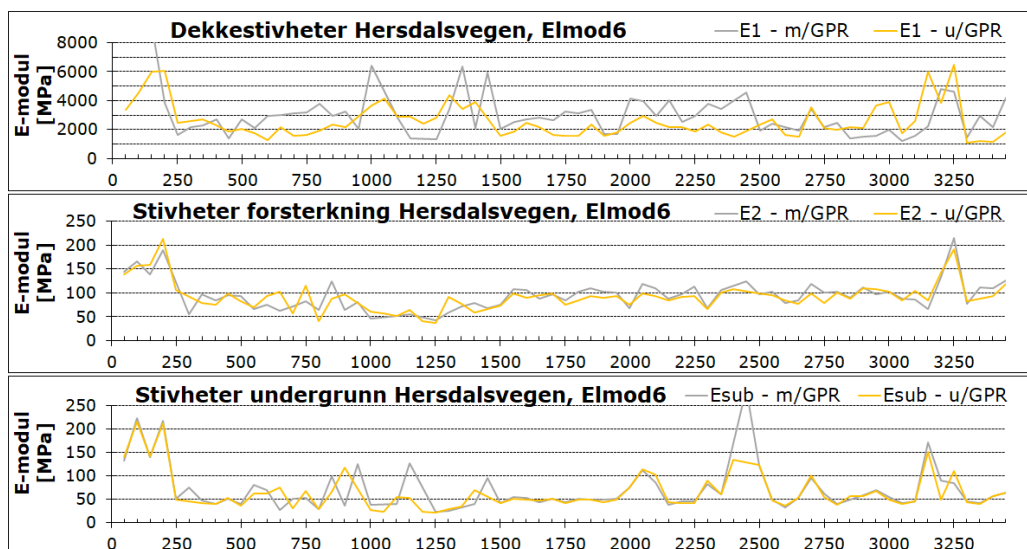


Figur 4.36: Indeksdimensjonering, Hersdalsvegen

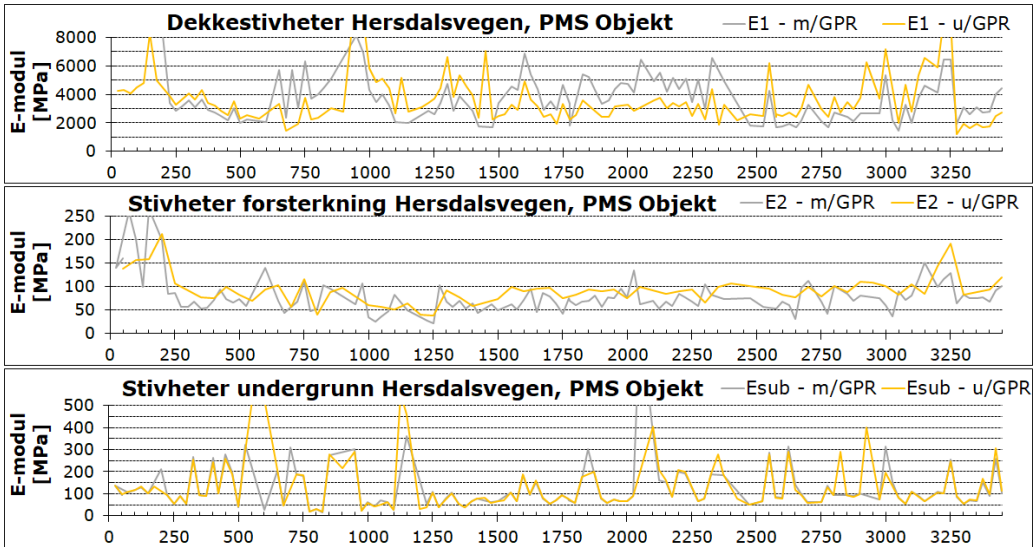
4.2.4 Sammenligning av metoder

Etterberegninger med og uten GPR

De etterberegnete stivhetene med og uten GPR følger hverandre tett; utenom enkeltmålinger er det ingen tydelige ulikheter. Dette kommer tydelig frem av figur 4.37 og 4.38 for henholdsvis Elmod6 og PMS Objekt.

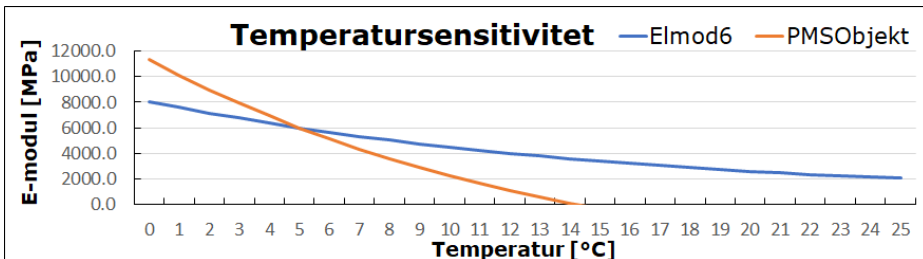


Figur 4.37: Stivheter i Elmod6 m/ og u/ GPR, Hersdalsvegen



Figur 4.38: Stivheter i PMS Objekt m/ og u/ GPR, Hersdalsvegen

I størrelsesorden er stivhetene lignende, spesielt for lagene i overbygningen. Stivhetene er imidlertid svært lave for en såpass lav måletemperatur, og deres pålitelighet er derfor usikker. For PMS Objekt var en konsekvens av dette at temperaturkorrigeringer etter TRVMB114 ikke lot seg gjøre. Elmod6 rapporterte ingen tilsvarende problemer. Årsaken er temperatursensitiviteten til bundne lag som ligger til grunn i programmene, se formel 3.12 og 3.14. I Elmod6 avhenger den temperaturkorrigerte stivheten av valgt referansetemperatur og -stivhet. I PMS Objekt er sammenhengen mellom temperatur og stivhet mer sensitiv ovenfor temperaturendringer. Dette medfører at temperaturkorrigerte stivheter etterberegnet fra et nedbøyningsbasseng målt ved lav dekketemperatur vil bli lavere etter temperaturkorrigering i PMS Objekt enn i Elmod6. Dette er illustrert i figur 4.39, der de to ulike temperaturmodellene ligger til grunn. I figuren er det lagt inn en målt stivhet lik 6000 MPa ved 5°C. Ved korrigering av denne verdien til referansetemperatur 10°C, gir Elmod6 4492 MPa, og PMS Objekt 2249 MPa. Ved rundt 13,5°C vil korrigeringen etter TRVMB114 gi negative stivheter. For dette eksemplet er $T_{ref}=10^{\circ}\text{C}$ og $E_{ref}=4000\text{ MPa}$ i Elmod6.



Figur 4.39: Temperatursensitivitet Elmod6 og PMS Objekt

Seksjonering

Det er få visuelle indikatorer på skader i den eksisterende vegkonstruksjonen. Basert på simulerte oppgravingsprøver og løsmassekart fra NGU er det heller ingen betydelige varia-

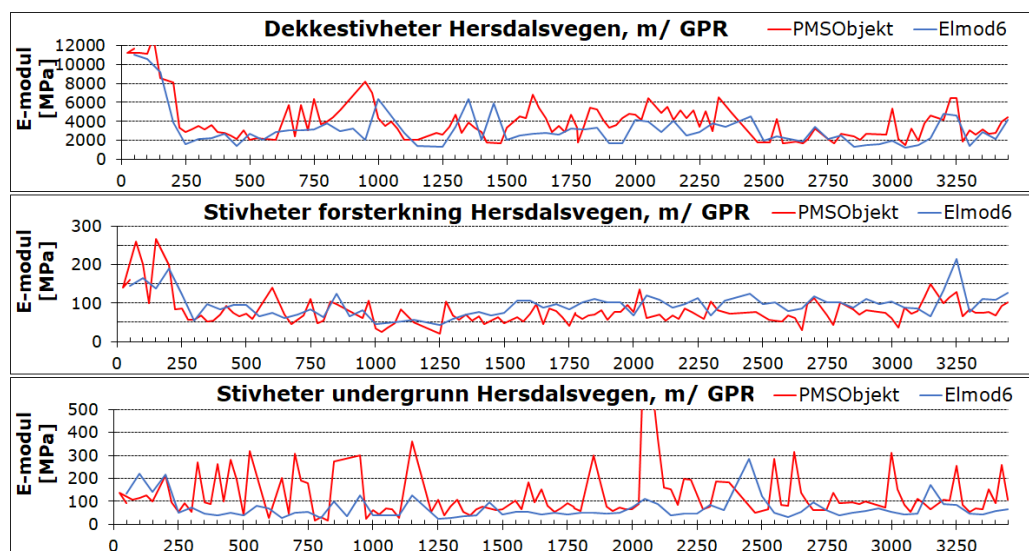
sjoner i lagtykkelser eller undergrunnsforhold. Seksjoneringen med utgangspunkt i visuelle undersøkelser og simulerte oppgravingsprøver ble derfor lite differensiert. Til sammenligning samsvarte dette godt med GPR-målingene i figur 4.24. For ME-metoden ble imidlertid seksjoneringen mer differensiert, ettersom de etterberegnete stivhetene hadde større variasjoner, spesielt høyre side.

Tilstandskartlegging og forsterkningsbehov

Hersdalsvegen er en veg som basert på visuelle undersøkelser alene, trolig ikke ville utløst et behov for forsterkning. Grunnet den planlagte vindparken er det satt større krav til vegens fremkommelighet og bæreevne, også for større og tyngre kjøretøy. Dermed har vegen fått en ny funksjon, som krever en standard vegen ikke innehar per i dag.

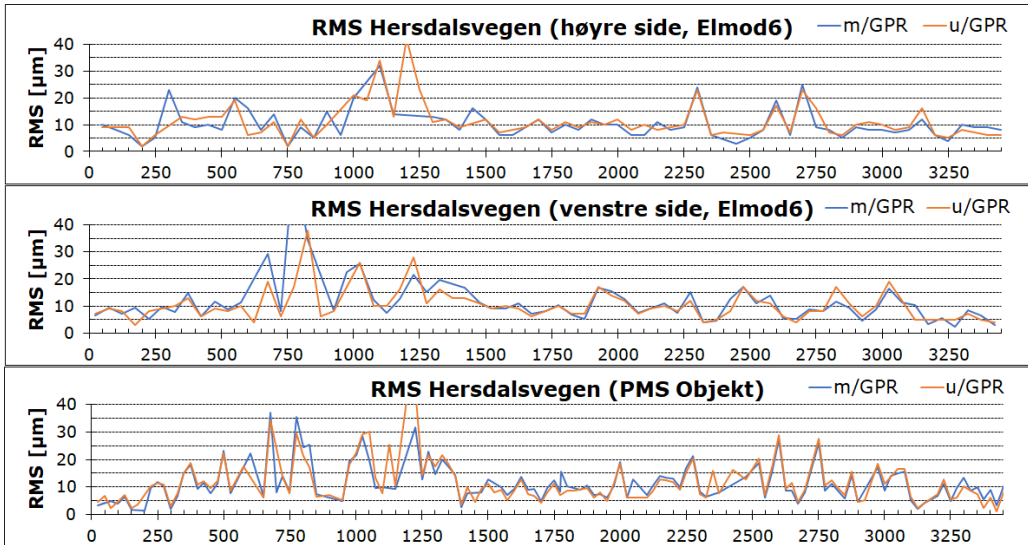
Bæreevnen, vist i figur 4.25, er lav for flere partier. Ved å betrakte vegen som en grusveg, og dermed la asfalten krakelere, mener Rambøll det ikke foreligger et forsterkningsbehov før i etterkant av anleggsperioden. Det er ingen krakelering eller teleproblematikk, men basert på simulerte oppgravingsprøver er overbygningen for tynn ved bruk av indeksmetoden. Dermed blir behovet relativt stort, på omlag 125 mm for hele strekningen (figur 4.42).

De etterberegnete stivhetene har større variasjoner enn hva dekkestilstanden tilsier. Verdiene er som tidligere antydnet også svært lave, tatt måletemperaturer i betraktning. Spesielt svakt er partiet mellom profil 1200-1300, der vegen ligger over torv/myr. De etterberegnete stivhetene gjelder for måletemperaturer, men mangelen på realistiske temperaturkorrigerede stivheter medfører svært redusert pålitelighet i beregnet forsterkningsbehov, basert på disse.



Figur 4.40: Dekkets-, forsterkningslagets- og undergrunnens stivheter ved måletemperaturer, Hersdalsvegen

RMS-verdiene er også relativt høye for alle beregningene, men i samme størrelsesorden for både Elmod6 og PMS objekt. Differansen i RMS-verdiene med og uten kjennskap til lagtykkelser er tilsvarende liten, som kan observeres i figur 4.41.



Figur 4.41: Nedbøyningsdifferanser i PMS Objekt og Elmod6 m/ og u/ GPR, Hersdalsvegen

T-tester ble utført, etter tilsvarende metode som for Årkvislaveien. Delseksjonene følger samlet seksjonering for hver side av veien, tilsvarende PMS Objekt i tabell 4.22. Ettersom ulike målepunkter ble forkastet ved bruk av både Elmod6 og PMS Objekt, ble testene gjort for et tosidig utvalg med ulik varians for resultatene fra begge programvarene. Resultatene er oppsummert i tabell 4.36.

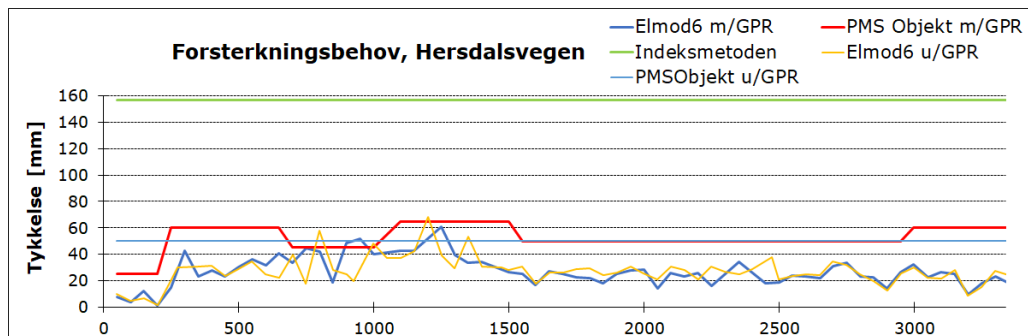
Tabell 4.36: T-tester Hersdalsvegen

	Elmod6			PMS Objekt		
	P_{E1}	P_{E2}	P_{Esub}	P_{E1}	P_{E2}	P_{Esub}
0-200	0,10955	0,72230	0,98516	0,00003	0,68931	0,59261
201-650	0,37126	0,63841	0,81160	0,38102	0,30652	0,44522
651-1000	0,04966	0,93334	0,93284	0,56504	0,89987	0,86758
1001-1350	0,50683	0,39768	0,58052	0,01449	0,80385	0,53649
1351-1500	0,53600	0,19769	0,64273	0,20810	0,32207	0,78967
1501-2450	0,00003	0,01502	0,56197	6,40E-8	0,35544	0,48397
2451-2950	0,33378	0,43852	0,98385	0,00448	0,49930	0,55743
2951-3450	0,66018	0,89496	0,80062	0,50362	0,78508	0,86136

Kun 3 av de 24 t-testene gjort på de etterberegningede stivhetene fra Elmod6 resulterte i P-verdier under signifikansnivået på 0,05, og differansen mellom P-verdien og α var for disse liten. Dette betyr at det er lite grunnlag for å hevde at etterberegninger med og uten GPR gir signifikant ulike resultater, med et konfindensnivå på 95%. For PMS Objekt resulterte t-testene i 4 av 24 delseksjoner med P-verdier mindre enn α . Kun dekkstivheten (E1) for delseksjon 1501-2450 var signifikant ulik med og uten GPR i både Elmod6 og PMS Objekt.

Som illustrert i figur 4.40 er det god korrelasjon mellom stivhetene i overbygningen beregnet i PMS Objekt og Elmod6. Allikevel er beregnet forsterkningsbehov nesten dobbelt så stort i PMS Objekt som i Elmod6 for store deler av strekningen, se i 4.42. Dette kan tyde

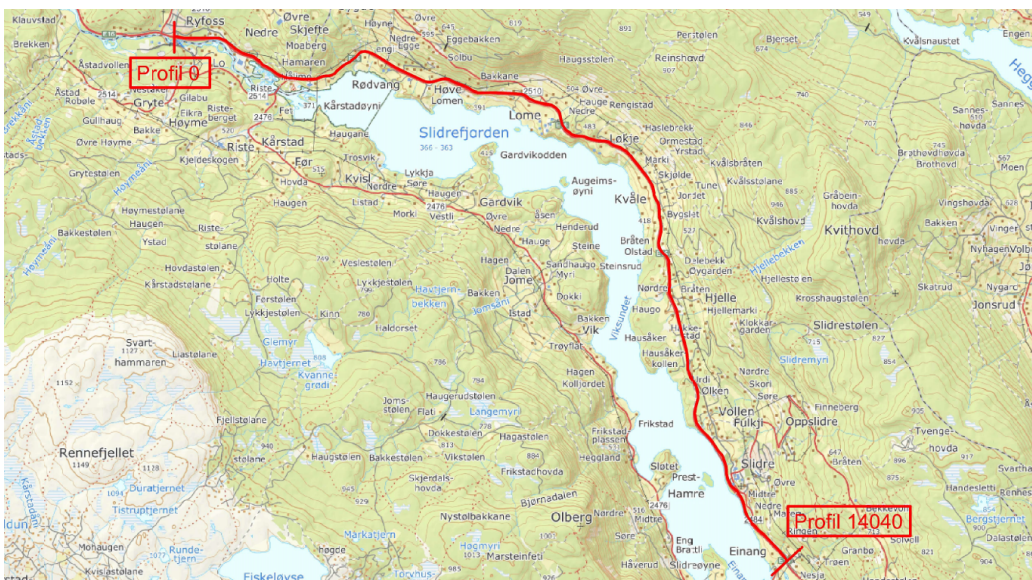
på ulikheter i det teoretiske rammeverket i de to programmene. Indeksmetoden skiller seg betydelig fra både PMS Objekt og Elmod6, med et flere ganger større forsterkningsbehov langs hele strekningen.



Figur 4.42: Beregnet forsterkningsbehov, Hersdalsvegen

4.3 E16 Hande - Øylo

E16 Valdres er en viktig ferdselsåre mellom Øst- og Vestlandet, og er den forbindelsen mellom de to landsdelene med best regularitet (Statens vegvesen 2020). På bakgrunn av lav standard i forhold til vegens prioritet, skal strekningen utbedres. Særsilt dårlige elementer som påpekes av SVV er liten vegbredde, mangel på oppmerking og farlige avkjøringer. I handlingsprogrammet for riksveier 2018-2023, SVVs gjennomføringsplan, er det budsjettet 500 millioner kroner til utbedringen av den delen av strekningen som går mellom Fagernes og Øylo, som strekker seg langs Slidrefjorden (Statens vegvesen 2020). Programmet tar sikte på å følge ambisjonene i NTP 2018-2029 om å sikre tilfredsstillende standard over lengre strekninger, for å bedre trafikksikkerheten og fremkommeligheten. Hande-Øylo er første del som skal utbedres, med en forventet byggeperiode fra 2020-2023. Strekningen strekker seg helt eller delvis gjennom hovedparsell 5, 6 og 7, hvorav den 14 km lange hovedparsellen Hp6 er strekningen som omtales videre i denne masteroppgaven. I forbindelse med prosjektet har Rambølls RST-avdeling vært engasjert for tilstandskartlegging av eksisterende konstruksjon.



Figur 4.43: Oversikt over Hp6, E16 (Kartverket 2020)

4.3.1 Grunnlagsdata

Dagens trafikkbelastning baseres på data hentet fra NVDB og fra tilgang til spesifikke datasett fra PMS 2010, gitt via personell engasjert i prosjektet hos SVV. På grunnlag av denne informasjonen antas en ÅDT på 2000, med 15% ÅDT-T og 1% årlig forventet trafikkvekst. Dimensjoneringsperioden er 20 år. Ettersom E16 er en såpass viktig transportåre for næring, samt for hytteturisme både sommers- og vinterstid, antas en jevn trafikkfordeling over året. Fartsgrensen på strekningen er satt til 80 km/t, men med enkelte etapper med 60 og 70 km/t.

Kjennskap til overbygningsmaterialer- og tykkelser er delvis kjent fra oppgravingsprøver. I

NVDB ligger det en serie med eldre prøver for strekningen, utført mellom 1976 og 1986. Basert på rådgivning fra prosjektleder i SVV, Vegar Antonsen (e-postutveksling, 23. mars 2020), er imidlertid disse prøvene kun relevante for de nederste lagene. Disse prøvene er lagt ved i vedlegg W. I forbindelse med tilstandskartleggingen analyserte Rambøll høsten 2018 oppgravingsprøver av de bituminøse materialene, vist i tabell 4.37. Disse prøvene samsvarer godt med informasjon om tidligere tiltak langs vegen, registrert i PMS 2010.

Tabell 4.37: Oppgravingsprøver Hp6, E16 (2018)

Profil	Lag 1 [cm]	Lag 2 [cm]
16	8 Ab	
1476	5 Ab	8 Sg
2408	10 Ab	14 Ag
3514	12 Ab	5 Ag
4413	6 Ab	12 Ag
5511	5 Ab	9 Ag
6256	6 Ab	10 Ag
7271	16 Ab	9 Sg
8008	16 Ab	14 Sg
9289	16 Ab	15 Sg
9811	37 Ab/Ag	
11007	20 Ab/Ag	
12012	20 Ab/Ag	
12973	20 Ab/Ag	

Undergrunnen ble klassifisert basert på løsmassekart fra NGU (vedlegg V) de eldre oppgravingsprøvene fra NVDB, og innspill fra Vegar Antonsen i SVV (e-postutveksling, 23. mars 2020). Basert på dette ligger store deler av strekningen over en undergrunn av litt telefarlig hard morene, med enkelte partier over fjellskjæring.

Tykkelser ble målt med GPR i september 2018. Konfigurasjonen og måleprinsippene var de samme som for de øvrige caseprosjektene, men omfanget var noe større grunnet den økte vegbredden. Data for tolkning av tverrsnitt ble samlet inn av et 3DGPR-system med 2,4 m målingsbredde, og målinger ble utført i to passasjer per retning for å måle hele vegbredden. Stikkrenner og andre spesielle elementer i vegkonstruksjonen ble registrert underveis. Det var sol og tørr vegbane ved måletidspunktet.

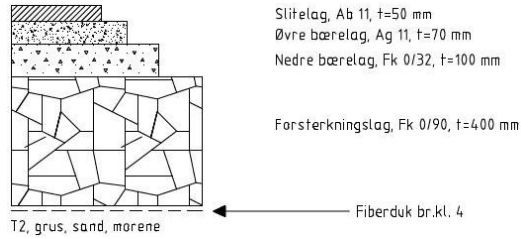
TSD-målinger ble utført i regi av SVV for Hp6, i én retning per kjørefelt og i trafikkhastighet. Nedbøyningshastigheten ble derfor målt kontinuerlig for hvert måleintervall, og nedbøyningene beregnet basert på dette. Prinsippet bak TSD er kort forklart i kapittel 3.4.1. Temperaturen ved måletidspunktet ble målt til rundt 20°C.

4.3.2 Arbeider i Rambøll og Statens vegvesen

E16 Fagernes-Øylo er et pilotprosjekt for konseptutvikling for utbedring av eksisterende veger. Formålet er å gi mest mulig nytteverdi for pengene, gjennom bedre tilpasning av hvor og hvilke tiltak som er nødvendige. Dette gjøres ved å utnytte praktiske erfaringer fra entreprenører via tidlig involvering, prioritering av tiltak som gir en helhetlig standard, med fokus på trafikkikkerhet og fremkommelighet, samt bygge etter "tilfredsstillende standard". Sistnevnte betyr at vegen bygges etter dens funksjon og trafikkbelastning, og ikke nødvendigvis etter håndbøkene (Statens vegvesen 2020). E16 Fagernes-Øylo skal også

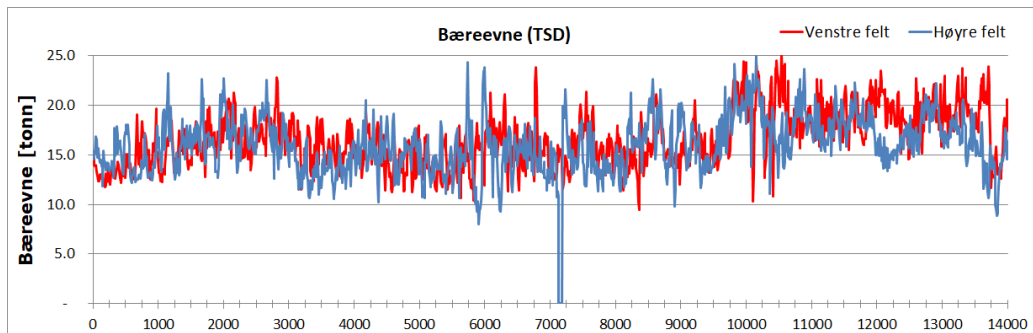
utbedres med breddeutvidelser, kurvatur, drens- og overvannshåndtering, oppmerking og sidetereng. Etter tiltakene skal strekningen ha en konstant fartsgrense lik 80 km/t.

For Hp6 har SVV foreslått en overbygning hele strekningen som grunnlag for målpris, som avtales med entreprenør. I denne er dekke og bærelag fastsatt. Forsterkningslagets materiale og tykkelse differensieres etter grunnforholdene (jord- eller fjellskjæring) og hva som er enklest å anskaffe og/eller produsere langs linja. Overbygningen er illustrert i figur 4.44. Planen er å i gjennomføringsfasen undersøke om det er steder der mer av eksisterende overbygning kan brukes.



Figur 4.44: Prosjektert overbygning E16 (tilsendt fra Vegar Antonsen, SVV)

TSD-målinger er benyttet for å kartlegge områder med spesielt dårlig bæreevne, slik at disse kan prioriteres i utbedringen. Tolkningen av disse ble utført og tilsendt av Rambølls RST-avdeling i Malmö. Bæreevne er beregnet etter formel 3.7 og 3.8. Dette er gjort for midlede nedbøyningsverdier for omtrent hver 10. meter i måleintervallet. Beregningene gir en relativt homogen bæreevne på tvers av vegen, og store deler av Hp6 kan tåle over 10 tonn, illustrert i figur 4.45. Det er også utført en klassifisering av styrke bærelag, styrke undergrunn og sannsynlig undergrunn, basert på forholdstall mellom nedbøyningen størrelse i bestemte avstander fra lastsentrum.



Figur 4.45: Bæreevne TSD E16, begge kjørebaneer

Områder markert som problematiske, basert på den empiriske tolkningen av nedbøyningsmålingene, er oppsummert i tabell 4.38. Problemområdene har til felles en stor grad av nedbøying i $D_{1500} > 100 \mu\text{m}$, som indikerer svakheter i undergrunnen. De fleste øvrige punktene har tilsvarende nedbøying nær eller lik 0.

Tabell 4.38: Problemområder E16, basert på bæreevneberegninger

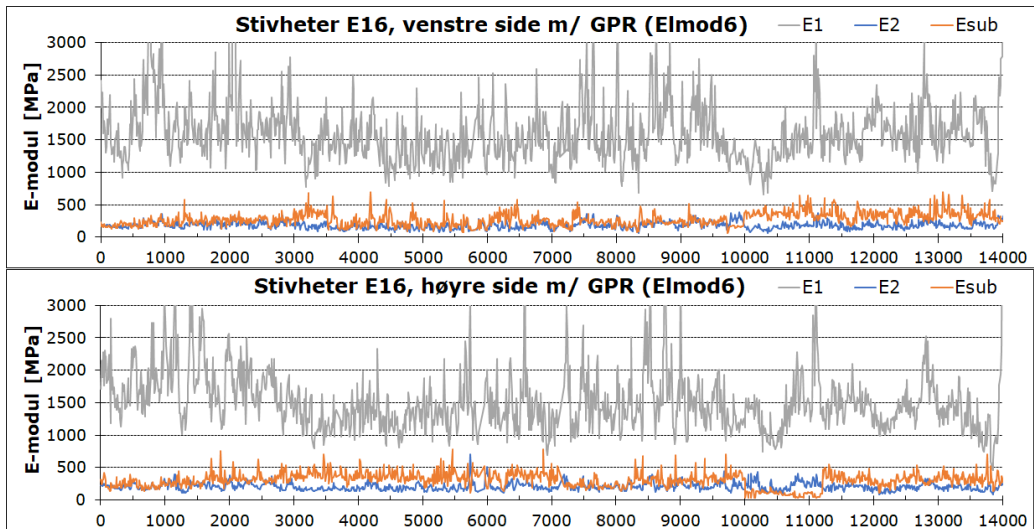
	Profil	Antatte problemer
Høyre felt	1950-2200	Dårlig styrke undergrunn, trolig leire
	5000-5200	Dårlig styrke bærelag og undergrunn, trolig silt/leire
	6020-6180	Dårlig styrke bærelag, muligens undergrunn, trolig silt/leire
	9545-9720	Ekstremt dårlig bærelag, mulig dårlig undergrunn, silt
	9720-10230	Dårlig undergrunn, silt
	10970-11000	Dårlig bæreevne dekke og ekstremt lav styrke undergrunn, leire
	13240-13400	Svakt dekke og undergrunn, silt
Venstre felt	2280-2460	Dårlig bærelag og undergrunn, silt
	2840-3060	Dårlig bærelag og undergrunn, silt
	3280-3560	Dårlig bærelag, delvis svak undergrunn, silt/leire
	6180-6950	Dårlig dekke og undergrunn, silt/leire
	8410-8450	Dårlig bærelag og undergrunn, silt
	11090-11240	Dårlig undergrunn, silt/leire

4.3.3 Arbeider i masteroppgaven

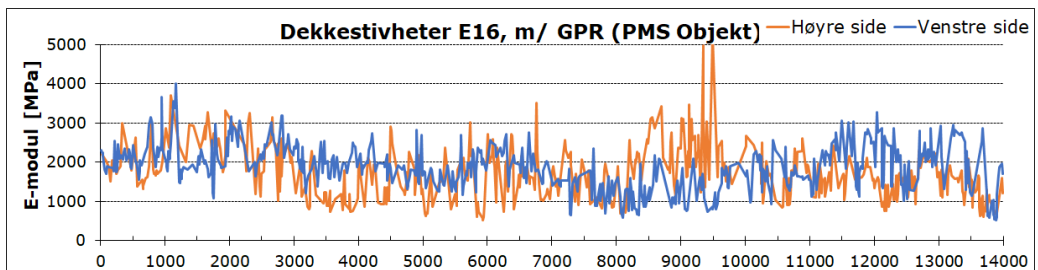
4.3.3.1 ME-metode med FWD og GPR

Nedbøyningsbassenget som måles med TSD er resultatet av en rullende, dynamisk last. Dette gjør metoden mindre statistisk enn FWD, der det fysiske nedbøyningsbassenget fra lastimpulser måles direkte. Ulikhetene i måleprinsipper gjør at TSD-data er mindre egnet til å analyseres gjennom lineærelastisk teori, som ligger til grunn i Elmod6 og PMS Objekt. Som et eksperiment ble det allikevel forsøkt å konvertere nedbøyningsbassengene fra TSD-målingene til et format Elmod6 og PMS Objekt kunne lese, for deretter å utføre etterberegninger med disse. GPR-data ble brukt direkte i Elmod6, og midlet for hver seksjon i PMS Objekt. Inndelingen i delseksjoner ble utført på tilsvarende måte som de øvrige casene, men grunnet lite variasjoner i undergrunnen ble inndelingen mindre detaljert. Bundne lag ble kombinert i begge programmene. Tilsvarende ble ubundne lag i overbygningen og undergrunnen antatt homogent. En trelagskonstruksjon ble derfor brukt i både Elmod6 og PMS Objekt.

For at programmene skulle klare å lese filene, måtte D_{1500} fjernes. I tilnærmet alle punkter var denne enten 0 eller $1 \mu m$. Elmod6 klarte å utføre beregninger i de fleste punktene. PMS Objekt hadde derimot store problemer, og beregnet stivheter i kun omtrent 50% av punktene. I begge programmer var dekkestivhetene mer eller mindre realistiske, men sammenlignet med standardverdier for eksempelvis Ag i N200 (2014), var de noe lave (Statens Vegvesen 2014). I PMS Objekt hadde E_2 enorme variasjoner, fra 3 til over 90 000 MPa, og kun et fåtall av E_{sub} -verdiene var ulike 3 MPa. Både E_2 og E_{sub} ble derfor forkastet. Alle de etterberegnete stivhetene gjelder for måletemperaturen, og kan finnes i vedlegg D for PMS Objekt og vedlegg M for Elmod6. Disse er presentert i henholdsvis figur 4.46 og 4.47.

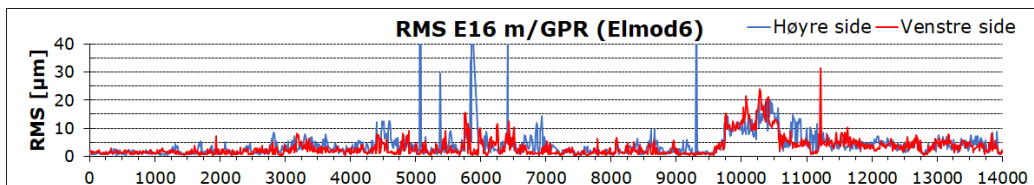


Figur 4.46: Etterberegnete stivheter i Elmod6 m/ GPR, E16



Figur 4.47: Etterberegnete dekkestivheter i PMS Objekt m/ GPR, E16

RMS ble beregnet for hele Hp6. Med utgangspunkt i disse, samt ingeniørmessig skjønn, ble hvert enkelt målepunkt vurdert. Punkter med åpenbare feil, eller der indre sensorer bidro i svært stor grad til høy RMS, ble forkastet. Disse punktene er uthevet i vedlegg D og M. Figur 4.48 viser RMS-verdiene fra Elmod6, etter forkasting av disse. RMS ble også beregnet for PMS Objekt, men verdiene var både svært variable og for høye til å illustrere grafisk på en oversiktlig måte. Differansene i sistnevnte var også jevnt fordelt over alle geofonene, hvilket tyder på store feil mellom målt og beregnet nedbøyningsbasseng i alle punkter.



Figur 4.48: Nedbøyningsdifferanser i Elmod6 m/ GPR, E16

Klimamodellen ble basert på månedsmiddeltemperaturer fra Fagernes målestasjon for de siste 10 årene. For PMS Objekt ble klimasonen satt til nummer 4, hvilket er et kaldere

innlandsklima. Klimasone 4 er inndelt i 4 sesonger i TRVK Väg, uten *Tjällossingsvinter* og *sennvår*. Materialmodellen og sesonginndelingen i Elmod6 fulgte denne inndelingen, med dataene i tabell 4.39. Trafikkberegninger ble tilpasset definisjonene i N200 for Elmod6, hvilket betyr total ÅDT for hele seksjonen. For PMS Objekt ble trafikkberegningene i programmet benyttet, men med samme modifisering som for Årkvislaveien og Hersdalsvegen. For å tilpasse norske definisjoner ble inngangsverdi for ÅDT halvert. Drenerings- og skadegrad ble derfor satt til 1 for hele Hp6.

Tabell 4.39: Klimamodell i Elmod, E16

	Sesong 1	Sesong 2	Sesong 3	Sesong 4	Sesong 5
Lengde [uker]	10	9	11	11	11
Middeltemp. [$^{\circ}C$]	-7,4	-2,0	13,3	4,3	-1,2
Trafikkfordeling [%]	19,23	17,31	21,15	21,15	21,15

Det beregnede forsterkningsbehovet i PMS Objekt var minimalt, og majoriteten av strekningen ble beregnet til å være sterkt overdimensjonert. Disse beregningene er oppsummert i tabell 4.40 og 4.41. Det kan observeres at kun delseksjonene 8781-9290 og 9291-9720 på høyre side hadde antatte svakheter i de ubundne lagene. 30 mm profiloppsetting og reasfaltering på henholdsvis 55 og 50 mm for de to delseksjonene ble funnet tilstrekkelig.

Tabell 4.40: Forsterkningsbehov i Elmod6 m/ GPR, E16 (høyre side)

Delseksjon	Bundne lag		Ubundne lag		Enkeltlast $\frac{\text{opptredende}}{\text{brudd}}$
	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	
0-2380	52	0,31	55	0,34	0,52
2381-4140	85	0,20	94	0,20	0,45
4141-4610	114	0,15	164	0,12	0,39
4611-7280	95	0,18	50	0,34	0,51
7281-8780	64	0,25	42	0,40	0,53
8781-9290	47	0,32	6	1,38	0,73
9291-9720	81	0,19	11	1,03	0,67
9721-9990	8197	0,01	8683	0,01	0,14
9991-14040	809	0,02	824	0,02	0,26

Tabell 4.41: Forsterkningsbehov i PMS Objekt m/ GPR, E16 (venstre side)

Delseksjon	Bundne lag		Ubundne lag		Enkeltlast $\frac{\text{opptredende}}{\text{brudd}}$
	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	
0-1190	28	0,46	38	0,44	0,51
1191-7280	81	0,21	1126	0,02	0,25
7281-10000	379	0,05	151	0,13	0,39
10001-11200	2120	0,01	2035	0,01	0,21
11201-14040	217	0,09	305	0,06	0,34

Tilsvarende tiltak ble lagt inn likt for hele Hp6 i Elmod6. Tykkelsene i figur 4.49 viser den beregnede nødvendige asfalttykkelsen over fresingen av 30 mm dekke. Kvantifiserte verdier er inkludert i vedlegg P.

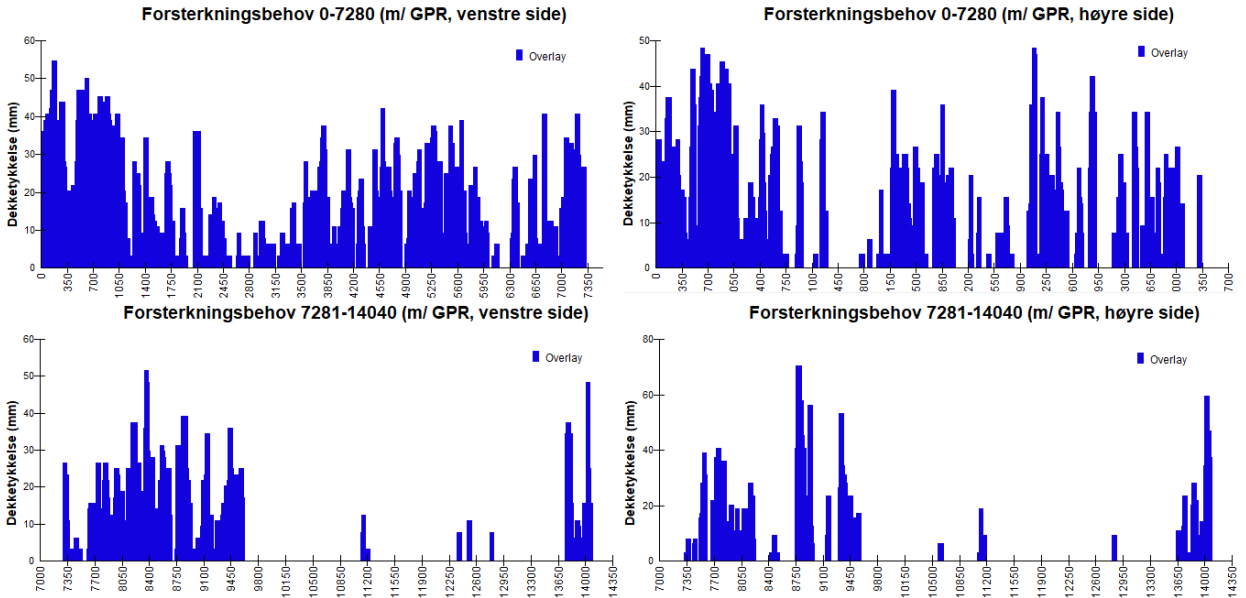


Figure 4.49: Forsterkningsbehov i Elmod6 m/ GPR, E16

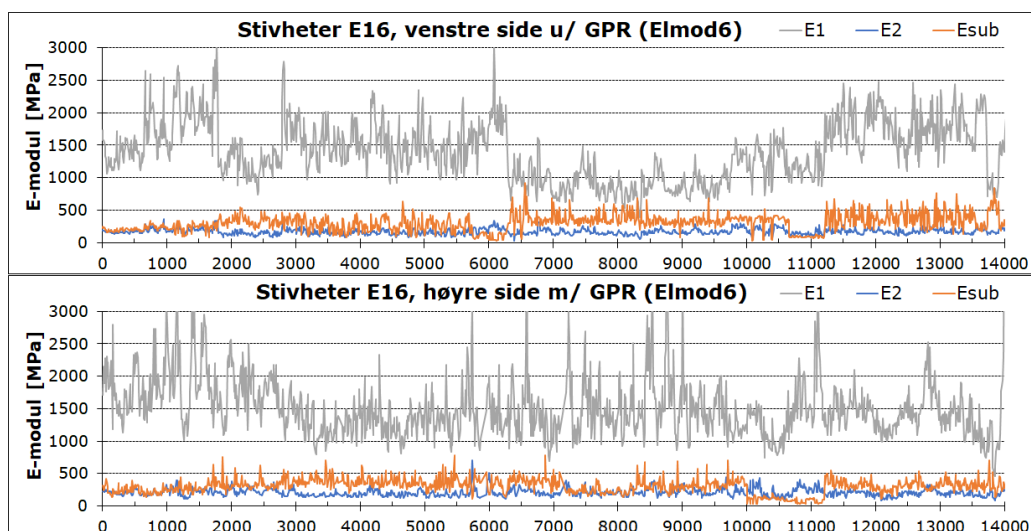
4.3.3.2 ME-metode med FWD

Seksjonering uten GPR ble basert på lagtykkelser og materialer fra oppgravingsprøver, samt løsmassekart fra NGU. Inndelingen er presentert i tabell 4.42. Basert på dette var dybden til fjell ukjent, men antatt relativt liten. Denne ble satt til maks 3500 mm for Elmod6, og automatisk lik 3000 mm i PMS Objekt. En tilsvarende trelagskonstruksjon som for beregningene med GPR ble benyttet. Lagtykkelsene ble satt like i både Elmod6 og PMS Objekt. Øvrig beregningsmetodikk var uendret.

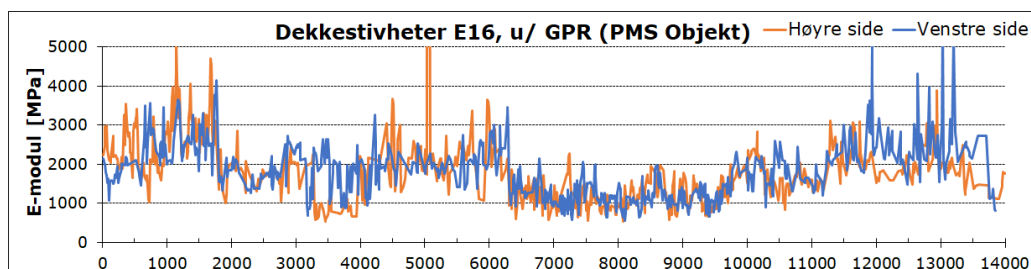
Tabell 4.42: Seksjonering u/ GPR, E16

Delseksjon	Lag 1	Lag 2	Lag 3	Undergrunn
0-1800	6 cm Ab	8 cm Sg	25 cm grus, $C_u \geq 15$	Hard morene, T2
1801-2790	10 cm Ab	14 cm Ag	25 cm grus, $C_u \geq 15$	Fjell, steinfylling, T1
2791-4190	12 cm Ab	5 cm Ag	30 cm grus, $C_u \geq 15$	Hard morene, T2
4191-5800	6 cm Ab	10 cm Ag	40 cm grus, $C_u \geq 15$	Fjell, steinfylling, T1
5801-6300	6 cm Ab	10 cm Ag	75 cm grus, $C_u \geq 15$	Silt, leire, T4
6301-7500	16 cm Ab	9 cm Sg	60 cm grus, $C_u \geq 15$	Fjell, steinfylling, T1
7501-8450	16 cm Ab	14 cm Sg	55 cm grus, $C_u \geq 15$	Hard morene, T2
8451-10660	16 cm Ab	14 cm Sg	55 cm grus, $C_u \geq 15$	Fjell, steinfylling, T1
10661-11200	15 cm Agb	20 cm Ag	30 cm grus, $C_u \geq 15$	Silt, leire, T4
11201-14040	10 cm Agb	10 cm Ag	40 cm pukkk/kult	Sand, $C_u < 15$, T1

Resultatene fra Elmod6 er vist i figur 4.50. I PMS Objekt var andelen beregnede punkter i samme størrelsesorden som for med GPR. E_2 og E_{sub} måtte derfor forkastes av samme årsak. Dekkestivhetene fra PMS Objekt er vist i figur 4.51.

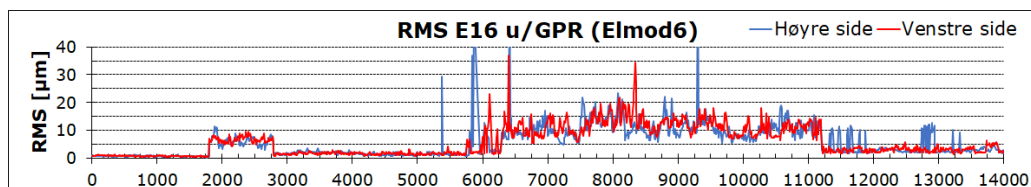


Figur 4.50: Etterberegnete dekkestivheter i Elmod6 u/ GPR, E16



Figur 4.51: Etterberegnete dekkestivheter i PMS Objekt u/ GPR, E16

RMS-verdier for Elmod6 ble beregnet for hvert målepunkt, og er vist i figur 4.52. Verdiene er etter forkasting av de antatt dårligste punktene. RMS ble også beregnet for PMS objekt, men disse var både for høye og variable for en oversiktlig grafisk illustrasjon. RMS-verdiene kan finnes i vedlegg D og M.



Figur 4.52: Nedbøyningsdifferanser i Elmod6 u/ GPR, E16

Tabell 4.44 og 4.43 oppsummerer forsterkningsbehovet beregnet i PMS Objekt. Delseksjon 0-1800 ble beregnet et lite behov i begge tilfeller, til tross for at $\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$ var under 1. Dette ble tilfredsstillt ved 45 mm reasfaltering etter 30 mm profiloppretting.

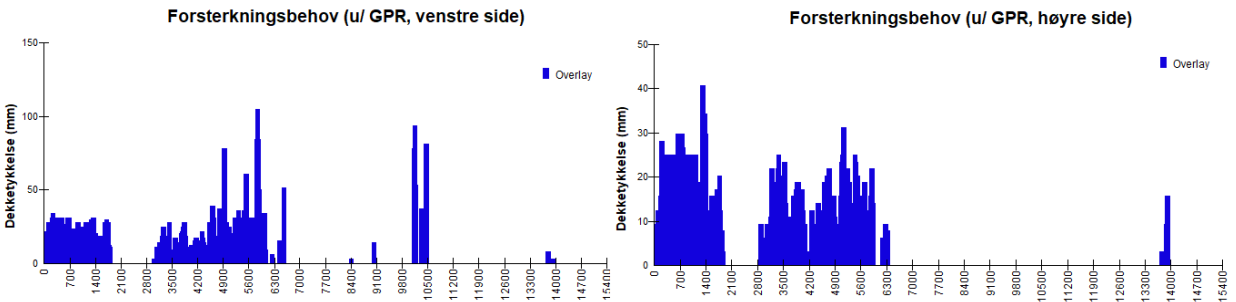
Tabell 4.43: Forsterkningsbehov i PMS Objekt u/ GPR, E16 (høyre side)

Delseksjon	Bundne lag		Ubundne lag		Enkeltlast $\frac{opptredende}{brudd}$
	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	
0-1800	46	0,32	14	0,91	0,66
1801-2790	457	0,04	148	0,13	0,39
2791-4190	86	0,20	58	0,30	0,50
4191-5800	73	0,23	136	0,14	0,41
5801-6300	84	0,20	2848	0,01	0,20
6301-7500	836	0,02	3507	0,01	0,19
7501-8450	1805	0,01	4151	0,01	0,18
8451-10660	2599	0,01	5223	0,01	0,17
10661-11200	5356	0,01	1741	0,01	0,20
11201-14040	277	0,07	322	0,06	0,33

Tabell 4.44: Forsterkningsbehov i PMS Objekt u/ GPR, E16 (venstre side)

Delseksjon	Bundne lag		Ubundne lag		Enkeltlast $\frac{opptredende}{brudd}$
	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	Levetid	$\frac{N_{ekv}}{N_{brudd}}$	
0-1800	34	0,40	12	1,00	0,68
1801-2790	376	0,05	131	0,14	0,40
2791-4190	107	0,16	64	0,28	0,49
4191-5800	58	0,27	127	0,15	0,42
5801-6300	67	0,24	2735	0,01	0,20
6301-7500	741	0,03	3357	0,01	0,19
7501-8450	1635	0,01	3981	0,01	0,18
8451-10660	2320	0,01	4970	0,01	0,17
10661-11200	4224	0,01	1498	0,01	0,21
11201-14040	244	0,08	305	0,06	0,34

I Elmod6 ble tilsvarende profiloppretting og reasfaltering lagt in. Figur 4.53 viser beregnet nødvendig dekketykkelse over profilopprettingen.



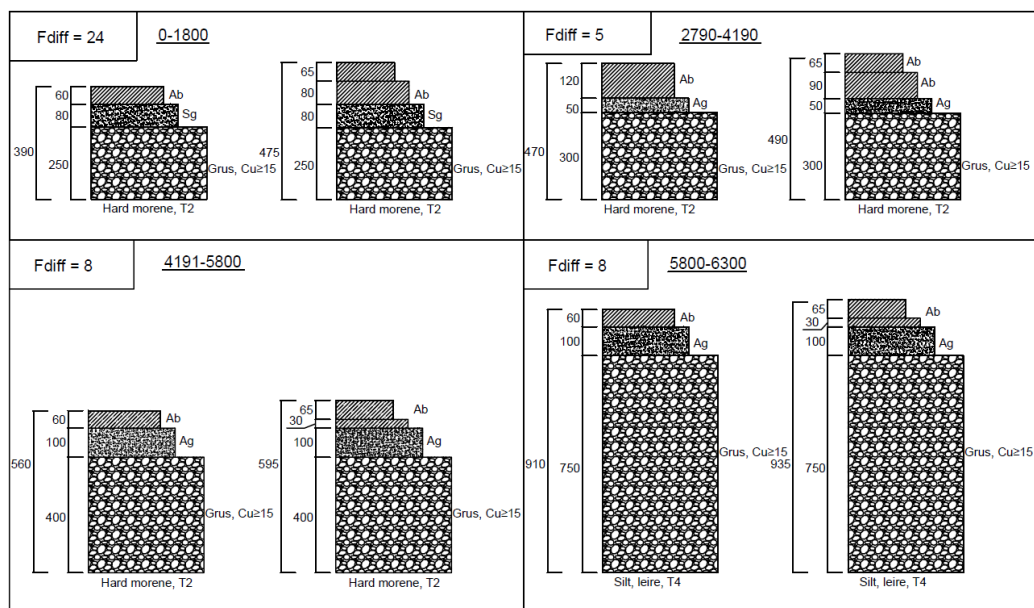
Figur 4.53: Forsterkningsbehov i Elmod6 u/ GPR, E16

4.3.3.3 Indeksmetoden

Seksjonering for indeksmetoden ble basert på oppgravingsprøver, løsmassekart fra NGU og visuelle tilstandsundersøkelser. Dette er vist i tabell 4.42. Det var ingen åpenbare

skader eller deformasjoner, og dreneringen fremstår som solid. Seksjoneringen ble derfor primært basert på jord-/fjellskjæring og fylling, på lik linje med SVVs inndeling.

Figur 4.54 viser en sammenfatning av eksisterende konstruksjon, forsterkningsbehov (F_{diff}), og foreslått tiltak for Hp6. De foreslåtte tiltakene baseres på profiloppretting før reasfaltering med Ab, ettersom konstruksjonen for det meste fremstår som tilstrekkelig god, basert på F_{diff} . Kun tre av delseksjonene hadde et forsterkningsbehov. For delseksjonene 5801-6300 og 10661-11200 skal det i henhold til N200 i tillegg frostsikres. Grunnet relativt stor frostmengde ($F_{10} = 24000h^{\circ}C$), medfører dette en minimum total overbygningstykkelikelse lik 180 cm, i henhold til tabell 520.1 i N200. Dette vil kreve en betydelig heving av vegen eller oppgraving for de gitte seksjonene, hvilket medfører en total masseutskift av overbygningen. Vegen bærer ikke preg av større teleproblematikk per våren 2020.



Figur 4.54: Indeksdimensjonering, E16

4.3.4 Sammenligning av metoder

Seksjonering

Basert på visuelle undersøkelser og oppgravingsprøver har vegen partier med høy ujevnhet på langs, samt enkeltforekomster av langsgående oppsprekking. Vegbredden er også tidvis smal, og siktkrav er ikke oppfylt i horisontalkurvaturen. Den vedtatte forsterkningen av de eksisterende delene av vegen er gitt en fastsatt overbygning av SVV. Seksjoneringen for metoder uten GPR er derfor primært bestemt på bakgrunn av antatt undergrunn, som i stor grad avhenger av om vegen ligger i fjell- eller jordskjæring.

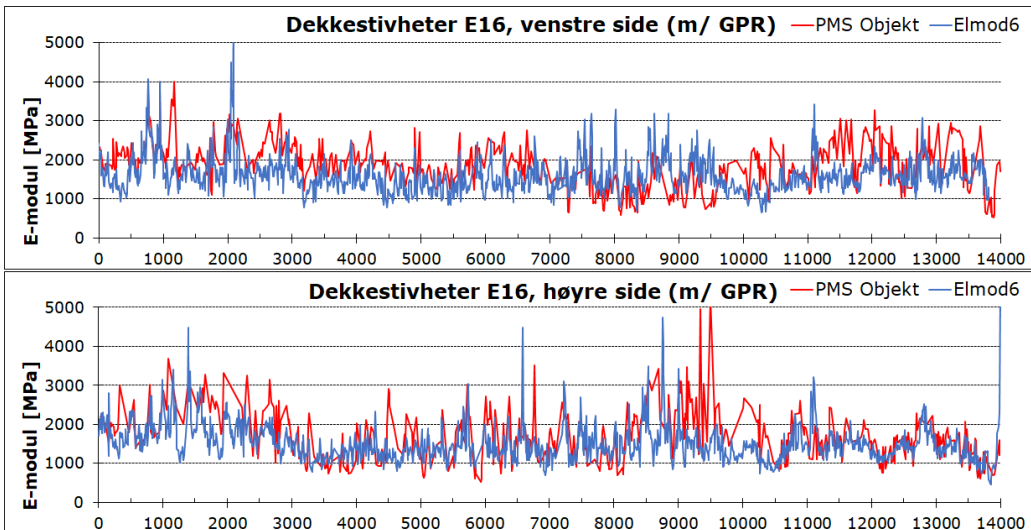
GPR-målingene indikerer en større variasjon i vegkonstruksjonen, og gir et mer nyanisert innblikk med elementer som stikkrenner og fyllinger. Dermed kan lokale forskjeller i større grad tas i betraktning. Grunnet strekningens lengde er seksjoneringen noe grovere i denne masteroppgaven enn hva som potensielt kan være aktuelt i praksis. Seksjonerin-

gen ble først og fremst basert på variasjoner i stivheter, målt avstand til fjell ved hjelp av GPR, og kjennskap til undergrunnen fra oppgravingsprøver og NGUs løsmassekart. GPR-målingene er antatt god pålitelighet, ettersom de er gjort to ganger i hvert felt, og med overlappende radardekning.

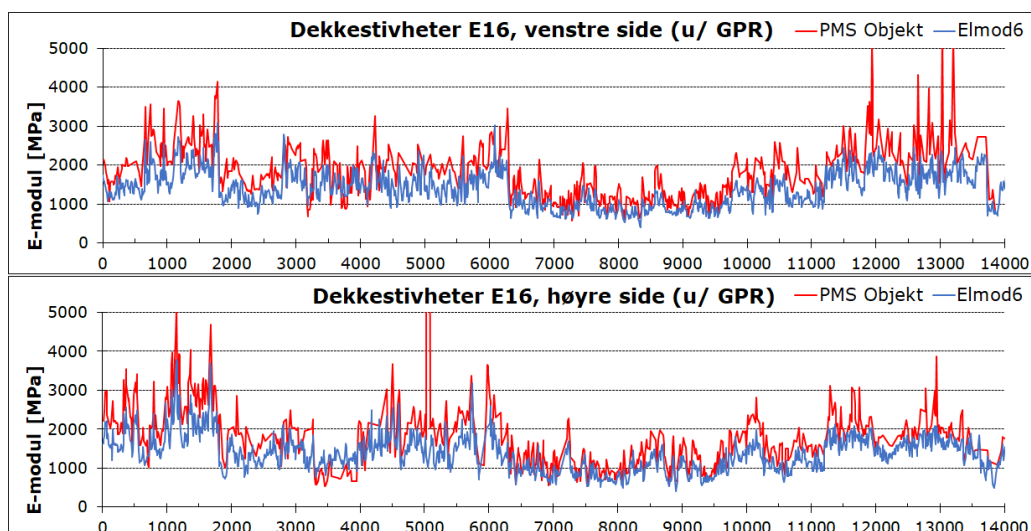
Tilstandskartlegging og forsterkningsbehov

Bæreevneberegninger fra FWD- og TSD-målinger er i tidligere studier vist å korrelere godt (Antonsen 2016). Bæreevne målingene fra TSD i figur 4.45 tilsier en god bæreevne på majoriteten av strekningen, men med enkelte unntak der undergrunnen antas svakere. Bæreevnenes sammenheng med etterberegnete stivheter og forsterkningsbehov er imidlertid begrenset.

De etterberegnete dekkestivhetene fra Elmod6 og PMS Objekt har betydelige likheter, og følger samme variasjonsmønster. Dette gjelder både med, så vel som uten GPR. Sistnevnte gir en tydeligere sammenheng, hvilket også er logisk tatt de identiske lagfordelingene i betraktning. Sammenhengen kommer frem av figur 4.55 og 4.56.

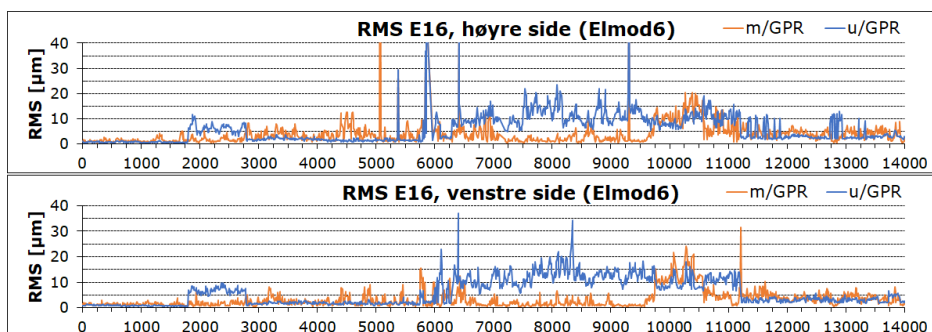


Figur 4.55: Dekkestivheter i Elmod6 og PMS Objekt m/ GPR, E16



Figur 4.56: Dekkestivheter i Elmod6 og PMS Objekt u/ GPR, E16

Kun Elmod6 klarte å utføre etterberegninger som resulterte i RMS-verdier innenfor mer eller akseptable størrelser. Differansene ved bruk av GPR og ved bruk av oppgravingsprøver for lagtykkelser hadde et større utslag enn for de øvrige caseprosjektene. Spesielt områder som ved bruk av kun oppgravingsprøver bar preg av større usikkerheter, fikk en betydelig lavere RMS-verdi ved bruk av GPR-data. Dette kommer spesielt tydelig frem mellom ca profil 7000 og 9500 i figur 4.57.



Figur 4.57: Nedbøyningsdifferanser i Elmod6 m/ og u/ GPR, E16

T-tester ble utført for et tosidig utvalg med ulik varians, for å undersøke ulikhetene i etterberegningene med og uten GPR. Metoden var tilsvarende som for Hersdalsvegen. Disse er oppsummert i tabell 4.45 og 4.46 for henholdsvis høyre og venstre side.

Tabell 4.45: T-tester E16, høyre side

	Elmod6			PMS Objekt
	P_{E1}	P_{E2}	P_{Esub}	P_{E1}
0-2380	0,02896	0,00371	0,49123	0,00033
2381-4140	0,00519	7,01E-20	1,41E-16	0,40365
4141-4610	1,80E-9	0,06935	0,00151	0,02309
4611-7280	0,03607	2,94E-5	4,39E-6	0,15590
7281-8780	1,79E-29	3,79E-5	1,27E-18	1,58E-6
8781-9290	2,00E-14	4,49E-5	0,00777	2,22E-13
9291-9720	5,66E-17	0,01346	0,71792	0,00099
9721-9990	0,00288	0,00032	0,80346	0,56506
9991-14040	0,97261	0,68211	1,88E-51	5,75E-14

Tabell 4.46: T-tester E16, venstre side

	Elmod6			PMS Objekt
	P_{E1}	P_{E2}	P_{Esub}	P_{E1}
0-1190	0,00023	0,29950	0,09992	0,66804
1191-7280	0,00038	0,00200	2,27E-5	0,00193
7281-10000	1,27E-71	3,09E-20	3,80E-54	0,68158
10001-11200	2,70E-6	0,06154	1,88E-20	0,78623
11201-14040	0,13099	0,09003	0,00034	3,92E-7

I Elmod6 viste 21 av 24 t-tester (87,5%) på høyre side signifikant ulike etterberegnete stivheter med og uten GPR-data. For venstre side var tilsvarende tall 10 av 15 tester (66,7%). Lave P-verdier tilsier i flere tilfeller svært høye konfidensnivåer. Dette medfører en høy sannsynlighet for at bruk av GPR-data i etterberegningene gir ulike resultater. I PMS Objekt viste t-testene i 5 av 9 tilfeller (55,6%) signifikante ulikheter for høyre side, og 2 av 5 (40%) for venstre side. Det er dermed større usikkerhet knyttet til ulikhetene med og uten GPR-data i PMS Objekt enn i Elmod6.

Forsterkningsbehovet beregnet ved indekismetoden og ME-metoden er ulikt. For seksjonene der indekismetoden tilsier et behov er det stort, sammenlignet med Elmod6 og PMS Objekt. Eksempelvis tilsier indekismetoden 80 mm i samme område som Elmod6 beregner omtrent 20 mm. Elmod6 gir et mer differensiert bilde, ettersom beregningene gjøres for hvert enkelt målepunkt. Jevnt over beregner også Elmod6 et noe større behov enn PMS Objekt. Forskjellene med og uten GPR var imidlertid små i Elmod6, som kan observeres fra figur 4.49 og 4.53. PMS Objekt viste lite sammenheng med indekismetoden og Elmod6, og varierte stort med og uten GPR. Ettersom Hp6 er såpass lang, egner det seg ikke å fremstille forsterkningsbehovet grafisk på samme måte som for Årkvislaveien og Hersdalsvegen. Forsterkningsbehovet for metodene kan finnes i vedlegg J, P og S.

Kapittel 5

Diskusjon

5.1 FWD i litteraturen

At en metode betegnes som god fra et teoretisk standpunkt i forskningslitteraturen, er ikke nødvendigvis ensbetydende med at metoden bidrar til en økt nytteverdi i praksis. Flere av studiene inkludert i denne masteroppgaven er gjennomført av forskere med både en særskilt interesse og årevis med forskningsbakgrunn innen fagfeltet. I tillegg til et høyt teoretisk grunnivå, vil ofte tids- og kostnadspresset være noe redusert. Fokuset vil i økt grad kunne rettes mot hva som er optimalt fra et teoretisk perspektiv, kontra hva som er kostnadmessig mest gunstig. I praksis er det alltid være press for å finne løsningen som er "god nok". Det kan også argumenteres for at terskelen for å bruke FWD for en person uten betydelige bakgrunnskunnskaper er høy, og det kan være vanskelig å rettferdiggjøre lønnsomheten i utstyrsinvestering og opplæring.

5.1.1 Empirisk bruk

Grunnlaget for den mest utbredte formen for empirisk dimensjonering, med lastfordelingskoeffisienter og lagtykkelser, stammer fra AASHTO (1993). Dette er den siste iterasjonen av en dimensjoneringsmetodikk som baseres på en serie med omfattende felteksperimenter, utført i USA på 1950-tallet. Mye har endret seg siden da; både standard aksellaster, materialtyper og standard lagtykkelser. I tillegg var ikke forsøkene representative for en reel trafikkpåkjenning, ettersom vegkonstruksjonene var utsatt for kontinuerlig trafikk gjennom hele forsøket. Dette kan blant annet medføre en vesentlig påvirkning på responsen i viskoelastiske materialer. Det er derfor grunn til å sette spørsmålsteget ved metodens egnethet for bruk i dagens mer moderne vegnett.

En noe forenklet versjon av veilederen fra AASHTO brukes i N200, kalt indeksmetoden. En vesentlig fordel ved denne er dens enkelhet ved bruk, og den inkluderer kun et fåtall parametre som gjerne kan anslås uten omfattende undersøkelser. Dermed kan beregninger utføres raskt, uten større behov for databehandlingskraft. At metoden er såpass grundig beskrevet i håndbøkene gir den også en økt grad av subjektiv trygghet. Lastfordelingskoeffisientene gjør imidlertid metoden vanskelig å bruke der vegkonstruksjonen ikke består av standardmaterialer, eller der krav til indeksverdier (som også baseres på AASHTO (1993)) mangler. Dette gjør metoden lite etterprøvbar. Spesielt gjelder dette på prosjektnivå, der kravet til detaljgrad er høyere. Det er derfor mindre overraskende at metoden ofte nedprioriteres fremfor rent erfaringsbaserte tilstandsvurderinger utenfor SVV. Sli-

ke er gjerne både mindre tidkrevende, og forutsetter færre omfattende forundersøkelser. Dette gir en indikasjon på at dimensjoneringsmetoden i håndbøkene har behov for en fornyelse.

Nedbøyningsmålinger har en liten og udefinert rolle i indeksmetoden. N200 karakteriserer etterberegninger som en metode for å beregne materialers lastfordelingskoeffisienter, men metoden er ikke videre nyansert. Formel 3.2 er et mulig alternativ, der etterberegnet stivhet inngår som en parameter. Indeksmetoden bærer fordelen av å være både rask og enkel. Dersom det mer omfattende arbeidet med å utføre etterberegninger allikevel skal gjøres, kan det derfor tenkes at en ME-metode er et bedre alternativ for dimensjonering. Beregning av lagfordelingskoeffisienter fra reelle fysiske parametre har dessuten vist seg å være upålitelig, som beskrevet i kapittel 3.4.1.2.

I Norge har bæreevneberegninger vært en mer utbredt bruk av nedbøyningsmålinger. Per våren 2020 er imidlertid formlene i R211 feil, som påpekt av førsteamanuensis Helge Mork (e-postutveksling, 16. april 2020). Dette kan tyde på at bruken i praksis er relativt begrenset. De korrekte formlene tar kun hensyn til kontaktrykk, ÅDT-T, nedbøyning i lastsentrum og nedbøyning 20 cm fra lastsentrum, hvilket ekskluderer en lang rekke mulige påvirkningsfaktorer. Selve bruken av bæreevne målet er heller ikke videre standardisert. Dette gjør det vanskeligere for personer uten brede forkunnskaper å ta i bruk nedbøyningsmålinger, og det kan bidra til begrenset innovasjon av FWD-bruk i det norske markedet.

5.1.2 Mekanistisk-empirisk bruk

Stivheter er en sentral parameter for å kunne beskrive materialrespons ved belastning. Dette inngår som en sentral del av ME-metoder, som blant annet beskrevet i veilederen MEPDG (AASHTO 2008). Stivheten kan beregnes i laboratoriet ved for eksempel triaksialtesting, men dette er både tid- og utstyrskrevende. Etterberegninger av FWD-målinger krever også en dyr engangsinvestering i utstyr, men bidrar til reduserte brukskostnader for hvert enkelt måleoppdrag. Metoden er også mindre inngripende i vegkonstruksjonen, og kan benyttes i større omfang. Når kartlegging av en vegs stivhet er av relevans, betyr dette at FWD-målinger potensielt har en fordel over alternative undersøkelser. Litteraturfunnene i kapittel 3.5.2 tyder også på at nytteverdien av FWD kombinert med GPR er større enn summen av delene, ved å gi et mer helhetlig innblikk i vegens tilstand. Kjennskap til lagtykkelse i umiddelbar nærhet av målepunktet øker etterberegningenes pålitelighet betraktelig. Til slutt er det likevel kunden som må betale for utstyret og dets bruk, og bransjen har derfor en utfordring med å legge det frem på en måte som er like forståelig for ufaglærte som for eksempel oppgravingsprøver og laboratorietesting.

Etterberegninger baseres på grunnleggende fysiske sammenhenger og teorier. En naturtro kopi av virkeligheten med alle dens variable er ikke mulig å simulere, som gjør forenklinger nødvendig. Dermed vil det ikke være mulig å modellere et 100% differansefritt nedbøyningsbasseng, sammenlignet med virkeligheten. Forenklinger kan også føre til neglisjering av parametre som har større påvirkning enn antatt. For å oppnå representative resultater kreves det derfor at de parametrene som skal inkluderes i modellen er så nøyaktige som mulig. Dette setter strenge krav til utførende personells kunnskaper og møysommelighet, som hever terskelen for bruk. Gode veiledere, som MEPDG og TRVMB114, gir en motvekt til dette. Som beskrevet i kapittel 3.5.4 kan også valget av programvare for etterberegninger være en avgjørende faktor for beregningenes pålitelighet.

Dette øker behovet for kompetanse og evne til å kvalitetskontrollere resultatene hos den utførende. Etterberegninger av stivheter bør derfor ikke anses som et alternativ til andre tilstandsundersøkelser, men i større grad et komplementært verktøy som både kan gi et mer nyansert innblikk i konstruksjonen, samtidig som behovet for mer ressurs- og tidkrevende analyser kan reduseres.

Statiske, lineærelastiske modeller ligger til grunn for de fleste etterberegningsprogrammer. Metoden disse programmene baseres på er gjerne *peak value method*, der kun maksimalverdiene for nedbøyningene tas hensyn til (Asli *et al.* 2012). Det tas dermed ikke forbehold for faktorer som belastningstidens påvirkning på materialer med ikke-lineærelastiske responsmodeller, hvilket er aktuelt for bituminøse dekker. Dessverre er ikke etterberegningsprogrammer som tar i bruk dynamiske eller adaptive metoder utbredt for kommersiell bruk. Tidligere har dataprosesseringskraft vært en begrensende faktor for utviklingen av disse, men dette er et mindre problem i nyere tid. Dette bidrar til at flere av dagens etterberegningsprogrammer fremstår som delvis foreldet; både når det gjelder teoretisk modell og brukergrensesnitt. Enkelte programmer, som Elmod6, tar likevel et visst hensyn til varierende materialrespons, ved å la undergrunnen ha en ikke-lineærelastisk respons. I praksis betyr dette at dybden til fjell blir neglisjerbar under en viss avstand fra dekkets overflate.

Litteraturen har primært fokus på konkrete, fysiske materialparametere i tilknytning til etterberegninger. Dette er viktig for å danne et vitenskapelig grunnlag, men medfører en viss risiko for tunnelsyn i form av overdreven tillitt til målingene. I mindre kontrollerte omgivelser, som for eksempel et vegprosjekt, er det en rekke uforutsette og ukjente parametre som påvirker FWD-målingene. Dette vil reflekteres i lavere pålitelighet i etterberegningene enn hva som er tilfellet i en forskningskontekst. I forsterkningsprosjekter er det derfor svært viktig å også ta faktorer utenfor vegkonstruksjonen i betraktning, og kjennskap til fysiske parametre må ikke alene tillegges overdreven vekt. På sikt har adaptive metoder potensial til å i økt grad ta hensyn til hittil ukjente parametre, hvilket vil kunne øke ME-metoders attraktivitet; også i vegetater der empiriske metoder står sterkt i dag.

5.2 FWD i praksis

Basert på litteraturen har FWD-målinger komplementært med GPR-data betydelige fortrinn ved kartlegging av forsterkningsbehov, fremfor de eldre og mer utbredte empiriske dimensjoneringsmetodene. Casestudiene i denne masteroppgaven ble gjennomført for å undersøke om denne kombinasjonen kan bidra til en bedre tilpasset ressursbruk i praksis, sett i lys av alternative metoder.

5.2.1 Datainnsamling og seksjonering

En vesentlig fordel ved FWD-, og spesielt GPR-målinger, er potensialet til å raskt dekke større distanser. Dette er eksempelvis illustrert i E16 Hande-Øylo, der over 14 km ble målt fire ganger (to per kjørefelt) i løpet av én dag. Samtidig gir målingene et mer eller mindre kontinuerlig bilde av konstruksjonens lagfordeling, som er et godt utgangspunkt for en mer differensiert seksjonering og tiltakstilpasning. Til sammenligning er oppgravingsprøver mer tidkrevende, og gjelder kun for målepunktet. Ettersom antallet målepunkter av praktiske årsaker er begrenset, blir resultatene mindre representative

for strekningen som helhet, og mer utsatt for tilfeldige variasjoner. Dette kan være en grunn til at metoden ofte nedprioriteres fremfor visuelle undersøkelser. Mindre detaljert kjennskap til selve vegkonstruksjonen og dens strukturelle tilstand, bidrar trolig til større vektlegging av faktorer utenfor selve vegkonstruksjonen ved empiriske metoder. Dette har imidlertid fordelen av å redusere risikoen for neglisjering av viktige faktorer i omkringliggende omgivelser.

Det må tas forbehold for målefeil ved bruk av både FWD- og GPR-data. Metodene måler tilfeller som ikke direkte kan observeres, og som derfor kompliserer kvalitetskontroll. De innehar også en større grad av usikkerhet for hver enkelt måling, ettersom de potensielt kan påvirkes av en lang rekke faktorer. Som omtalt i kapittel 3.4.2 er spesielt GPR-målingene utsatt for dette, fordi de emitterte radiobølgene er ømfintlige ovenfor blant annet dielektriske konstanter, klimatiske forhold og antennakonfigurasjon. GPR-målingene benyttet i denne oppgavens caseprosjekter har tatt hensyn til de to sistnevnte, med tørr vegbane og en antennekonfigurasjon. Som påpekt av Zaghoul *et al.* (2005) er FWD-målingene gjerne mer pålitelige gitt samme utstyr og måleprosedyre; det er den påfølgende databehandlingen som er mest utsatt for feil.

5.2.2 Databehandling

FWD-målinger er ikke utbredt i Norge. Såfremt en metode da kan kalles ”vanlig”, er bæreevneberegninger nettopp dette. Dette er den eneste bruken av FWD beskrevet i SVVs håndbøker, hvilket gjør det til det enkleste metodevalget for uerfarne. Basert på erfaringer fra Rambølls RST-avdeling, gir bæreevneberegninger fra FWD-målinger en relativt god indikator på undergrunnsforholdene. Dette støttes opp av funnene i caseprosjektene. En annen fordel er at beregningene kan utføres ved hjelp av få klikk i et regneark, uten større tilpasninger. Formlene i R211 er imidlertid lite nyansert. ”Bæreevne” er heller ingen fysisk størrelse, som gjør den vanskeligere å relatere til reelle skademekanismer. Sammenlignet med indekismetoden fremstår likevel bæreevneberegninger som et mål med sterkere tilknytning til fysikkens lover.

Stivheter er en definert fysisk størrelse, som beskriver forholdet mellom spenning og elastiske deformasjoner (Statens Vegvesen 2018b). Ved å etterberegne stivheter fra FWD-målingene, kombinert med nøyaktige materialmodeller, kan dermed opptredende skademekanismer i en vegkonstruksjon anslås. Dette kan gjøre det lettere å tilpasse tiltak, og dermed optimering av ressursbruken for selve forsterkningen. Å oppnå tilstrekkelig presise etterberegninger kan imidlertid være krevende, som illustrert i caseprosjektene. En rekke faktorer må tas hensyn til, blant annet referansemøduler, referansetemperaturer, måletemperaturer, målefeil, materialmodeller og lagtykkelser. Dette forutsetter møysommelig forarbeid og bakgrunnskunnskaper, samt ingeniørmessig kontroll og skjønn i etterkant. Beregningene gjelder for hvert enkelt målepunkt, hvilket kan vanskeliggjøre tolkningen ved større variasjoner mellom punktene. Dette kan forenkles ved høyere målefrekvens per lengdeenhet, men vil tilsvarende øke den samlede ressursbruken.

De etterberegnete dekkestivhetene i Årkvislaveien og Hersdalsvegen hadde tendenser til å reflektere antatte underliggende lags stivheter, som for eksempel kan observeres av figur 4.9 og 4.30. I praksis vil dekkestivheten være mindre avhengig av de øvrige lagene. En medvirkende årsak til dette kan være unøyaktigheter i det teoretiske grunnlaget bak etterberegningene, ettersom den statiske belastningen i liten grad tar forbehold for viskoelastisk dekkerespons (Xu og Prozzi 2014). I begge de nevnte caseprosjektene

er dekketykkelsene nær de anbefalte nedre grenseverdiene for etterberegninger, omtalt i kapittel 3.5, og deres påvirkning på den totale konstruksjonen er derfor mindre. Dette kan ha bidratt til større feil i resultatene for disse lagene. Det tynne dekket kan også være en forklaring på problematikken knyttet til temperaturkorrigeringen, som var spesielt fremtredende for Hersdalsvegen. Som konkludert av Zheng, Zhang og Liu (2019), har stivheten til tynnere dekker en lavere temperatursensitivitet. Dermed kan en standard korrigering, tilsvarende den i TRVMB114, føre til en for stor korrigering. Målingene ble utført ved omlag 5°C , som førte til en forsterkning av denne effekten. Dette kommer av at vanligere dekkematerialer har en mer markant økning i stivheter ved såpass lave temperaturer, illustrert i figur 3.18. For det svært deformerte dekket i Årkvislaveien kan det på bakgrunn av funnene til Chen *et al.* (2000) også diskuteres om det i det hele tatt burde utføres en temperaturkorrigering; temperaturpåvirkning i nedbøyningene i D_0 og D_{305} reduseres signifikant ved høyere grad av dekkeoppsprekking.

Store RMS-verdier tilsier begrenset pålitelighet. Spesielt Årkvislaveien og Hersdalsvegen er befestet med dette, blant annet vist i figur 4.20 og 4.41. Det er imidlertid primært nedbøyningene i de ytterste geofonene som er problematiske, og som bidrar uproporsjonalt til høye RMS-verdier. Dette indikerer større usikkerhet i undergrunnens stivheter. For de indre geofonene er avvikene mindre. RMS-verdiene må også sees i sammenheng med nedbøyningenes absoluttverdier; en større måleverdi resulterer gjerne i en økt differanse mellom målt og beregnet nedbøyningsbasseng. I prosent vil verdien likevel kunne være lav. Tilsvarende vil en tilsynelatende liten nedbøyningsdifferanse kunne medføre svært store prosentavvik, dersom nedbøyningens absoluttverdi er lav. Sistnevnte var tilfellet for en stor andel av målingene i denne oppgavens caseprosjekter, spesielt for Årkvislaveien og E16. En samlet vurdering av både absolutt- og prosentverdi av RMS ble derfor funnet å være en bedre løsning. Samtidig kan de beregnede stivhetene med fordel sees i sammenheng med nabopunkter og strekningen som helhet, slik at tilfeldige feil kan fjernes. Oppsummert kan det argumenteres for at resultatene fra Årkvislaveien og Hersdalsvegen tyder på lavere pålitelighet; det er både større variasjon mellom nabopunkters stivheter, og flere urealistiske verdier. Årsakene til dette kan være mangfoldige, blant annet tynne dekker, krakelering, ulikheter mellom materialenes reelle og modellerte temperatursensitivitet, måletemperaturer, materialmodeller og lagtykkelser. Modelleringen i programvaren kan også være medvirkende.

For å vurdere nytteverdien av kombinert bruk av FWD- og GPR-målinger, er det relevant å sammenligne med bruk av FWD *uten* GPR. Et anslag for lagtykkelser inngår som en forutsetning for etterberegninger. Det er derfor nærliggende å anta at bedre kjennskap til tykkelsene for hvert enkelt punkt bidrar til mer nøyaktige resultater. Dette støttes også av litteraturen. Basert på resultatene fra denne oppgavens caseprosjekter er viktigheten av GPR-målinger overraskende lav; både når det gjelder stivheter og RMS. Stivhetene er blant annet illustrert i figur 4.18 og 4.19 for Årkvislaveien, figur 4.37 og 4.38 for Hersdalsvegen, samt figur 4.55 og 4.56 for E16. Sammenligninger av RMS er vist i figur 4.20, 4.41 og 4.57. En vesentlig svakhet ved sammenligningene i Årkvislaveien og Hersdalsvegen er likevel at oppgravingsprøvene er simulerte, og basert på samme datasett som GPR-målingene de sammenlignes med. Dette er en konfunderende faktor, som reduserer disse eksemplenes pålitelighet. Resultatene motstrider også konsensus i litteraturen, som blant annet konklusjonen til Marecos *et al.* (2017) om at kun små variasjoner i tykkelser har en vesentlig påvirkning på lagets E-modul. Resultatene fra E16 er imidlertid mer uavhengige, og viser også en økt nytteverdi med GPR-data; spesielt for strekninger der RMS-verdier

var høye uten GPR-målinger.

T-tester ble brukt for å undersøke om det var signifikante ulikheter i de etterberegnete stivhetene med og uten bruk av GPR-målinger. For Årkvislaveien og Hersdalsvegen var P-verdien i flertallet av t-testene langt større enn signifikansnivået, som gir grunn til å anta at ulikhetene skyldes tilfeldige variasjoner. Dette betyr at bruk av GPR-målinger i etterberegningene ikke gir noen signifikant forskjell. For E16 var situasjonen motsatt; de fleste P-verdiene var betydelig lavere enn signifikansnivået, som med relativt høyt konfidensnivå antyder at etterberegninger med bruk av GPR-målinger gir ulike etterberegnete stivheter enn uten. Stivhetene gjelder imidlertid for målepunkter, og variansen langs en strekning kan være stor. Ideelt sett burde derfor parvise t-tester benyttes. Dette lot seg ikke gjøre i de fleste tilfellene i denne masteroppgaven, hvilket betyr at beregningene gjelder for de utvalgte delseksjonene samlet. Dette gjør t-testene mer sårbare ovenfor store variasjoner i ekstremalverdier, samt feil i vurdering av forkasting av målepunkter. En forutsetning for t-tester er at måledataene er normalfordelt og uavhengige. Førstnevnte er vanskelig å si noe om i disse tilfellene, men målinger i enkeltpunkter kan forventes normalfordelt. Derimot er målingene i Årkvislaveien og Hersdalsvegen ikke uavhengige, ettersom GPR-målingene i flere av tilfellene ble brukt for å simulere oppgravingsprøver for beregningene uten GPR. For enkelte av delseksjonene er også antallet målinger under 10. Dette reduserer disse testenes pålitelighet. At ulikhetene er signifikante forteller heller ikke om målingene er mer eller mindre nøyaktige uten GPR enn med. Basert på disse alene er det derfor vanskelig å trekke konklusjoner om nytteverdien er økt eller ikke.

De etterberegnete stivhetene fra statiske, lineærelastiske modeller av de konverterte TSD-målingene var av variabel kvalitet. Elmod6 klarte å etterberegne hele konstruksjonens stivhet fra disse dataene. PMS Objekt hadde derimot store problemer. Den viskoelastiske responsen i materialer vil være mindre ved kortere belastningstid, som gir reduserte nedbøyninger. Dette var også tilfellet for TSD-målingene. En høyere belastningsfrekvens, i form av høyere målehastighet, vil derfor i teorien gi en høyere dekkestivhet. Dette gjør stivheter i størrelsesorden 1000-1500 MPa ved 20°C for et intakt dekke fra TSD-målinger lave, som funnet i E16-prosjektet. I tillegg er arbeidsmengden som kreves for å konvertere TSD-målinger til FWD-format høy, og målingene er trolig bedre egnet til nettverkskartlegging av svake områder. I så måte kan det tenkes at bruk av enkle bæreevnemål er mer effektivt enn metoder brukt i denne oppgaven, ettersom dette er en mye mindre omfattende beregningsprosess.

5.2.3 Forsterkningsbehov og -dimensjonering

I ME-metodene ble det funnet en tydelig sammenheng mellom etterberegnete dekkestivheter og forsterkningsbehovets størrelse. Til tross lignende størrelser i stivheter mellom programvarene, var behovets absoluttverdi i flere tilfeller svært ulik. Dette kommer eksempelvis tydelig fram av figur 4.42. Til dels kan dette være et resultat av ulikheter i programvarenes teoretiske grunnlag, men brukerdefinerte temperaturkorrigeringer og materialmodeller vil også påvirke. PMS Objekt, som i den nevnte figuren beregnet et betydelig lavere forsterkningsbehov, har for eksempel bedre innarbeidede modeller for nordiske vinterforhold enn Elmod6. Dette vil spesielt påvirke områder med lengre og kaldere vintre, hvilket er spesielt aktuelt for E16 Hande-Øylo. Der er også differansen i etterberegnete stivheter mellom programvarene større. Beregnet forsterkningsbehov i programvarene står ikke nødvendigvis i forhold til vegens tilsynelatende tilstand, spesielt i Elmod6. Dersom det forutsettes at dette behovet likevel er korrekt, har metodene for-

delen av å finne svakheter i konstruksjonen som enda ikke har befestet seg med tydelige overflateindikatorer.

Differansene i forsterkningsbehovet, basert på etterberegnete stivheter med og uten bruk av GPR-data, var lite for alle caseprosjektene. Dette er eksempelvis illustrert i figur 4.21 og 4.42. Hensikten med bruk av GPR bør være mer pålitelige og nøyaktige tykkelser for bruk i etterberegningsprogrammene, enn ved bruk av middelverdier fra oppgravingsprøver. Under forutsetning om at GPR-målingene og -tolkningene er pålitelige, er dette også tilfellet. Når resultatene fra caseprosjektene likevel tyder på såpass små ulikheter i etterberegnete stivheter og forsterkningsbehov med og uten GPR, reduserer det den potensielle økningen i nytteverdien ved bruk av GPR til dette formålet. Uavhengig av dette kan det argumenteres for at GPR er et allsidig verktøy, som både medfører mindre trafikkforstyrrelser, raskere målinger, og bedre grunnlag for seksjonering basert på tykkelser.

Indeksmetoden gir for de mindre vegene et betydelig større beregnet forsterkningsbehov enn ME-metoden, basert på F_{diff} . Hva som er "mest riktig" er vanskelig å bedømme, men erfaringer fra bransjen tilsier at indeksmetoden har en tendens til å føre til overdimensjonering. Dette kan også være en årsak til at metoden er mindre benyttet i praksis; den har et forhold mellom kostnad og nytteverdi som er for høyt. Basert på denne oppgavens litteraturstudium og caseprosjekter, fremstår metoden som utdatert.

Forsterkningsdimensjoneringen i Rambøll baseres i større grad på elementer utenfor selve vegbanen. Dette omfatter blant annet drenering, sideterreng og objekter. Valgene baseres i liten grad på noen klart definert metode, men bygger på erfaringsbasert tilpasning til det enkelte prosjekt. Dette åpner blant annet for bedre allsidighet ovenfor uventede og spesielle utfordringer. Samtidig vil de potensielle fallgruvene være større dersom feil antakelser blir gjort på et for tynt grunnlag. Metoden forutsetter kvalifisert fagpersonell med bred erfaring. Dette gjør opplæringen av nye medarbeidere både vanskeligere og mer tidkrevende enn hva som ville vært tilfellet ved bruk av indeksmetoden. På en annen side vil tilpasningsevnen til ukonvensjonelle tilfeller hos fagpersonellet være større i ettetid. Denne tilnærmingen medfører også mindre dupliserbarhet grunnet graden av subjektivitet; to identiske prosjekter kan gi svært ulike tiltak, avhengig av hvem som prosjekterer.

Konklusjon

Denne masteroppgaven har undersøkt bruken av ME-metoder for tilstandskartlegging, samt valg- og dimensjonering av forsterkningstiltak for eksisterende vegger, sett i lys av mer utbredte metoder. Utgangspunktet for dette har vært følgende forskningsspørsmål:

- i. *Hvordan kan data fra FWD, komplementert med GPR, brukes for strukturelle tilstandsanalyser?*
- ii. *Har en slik kombinasjon potensial til å bedre tilpasse ressursbruken i forsterkningsprosjekter enn FWD og vanligere metoder?*

En grundig litteraturgjennomgang hadde til hensikt å besvare det første forskningsspørsmålet. Flere tilnærminger for bruk av nedbøyningsmålinger fra FWD ble kartlagt, hvorav de fleste i større eller mindre grad baserte seg på et empirisk grunnlag. Dette grunnlaget er imidlertid for det meste tynt, og er mindre egnet på et mer detaljert prosjektnivå. Bruk av målingene til å beregne definerte fysiske størrelser gir mulighet for bruk i fysiske modeller og mer objektive vurderinger. Dermed kan skademekanismer beskrives og forutsies mer presist. En slik metode er etterberegninger for stivheter, som er blitt dedikert hovedfokus i denne oppgaven. Etterberegninger basert på FWD-målinger alene har store usikkerheter, og kjennskap til lagtykkelser er den viktigste inngangsparameteren for å øke beregningenes nøyaktighet. Målingen av tykkelsene bør da gjøres så nært FWD-målepunktet som mulig, ettersom nedbøyningene kan variere stort fra punkt til punkt. Komplementert med de nesten kontinuerlige GPR-målingene reduseres derfor usikkerheten i etterberegningene betraktelig. Denne kombinasjonen har i en rekke studier resultert i lave differanser sammenlignet med kontrollerte laboratorieundersøkelser.

Formålet med oppgavens casestudium var å danne et grunnlag for å kunne besvare forskningsspørsmål ii., gjennom praktisk utførelse av ulike dimensjoneringsmetoder med fokus på ME-metoder. I litteraturen fremstår etterberegninger som en enklere prosess enn hva som viste seg å være tilfellet i praksis. En rekke forhold påvirker beregningene, som gjør det vanskelig å oppnå nøyaktige og pålitelige resultater. Bruk av etterberegnete stivheter i ME-metoder kan medføre et overdrevent fokus på selve vegkonstruksjonen, og gjøre at andre faktorer blir oversett eller neglisjert. Etterberegninger bør derfor ikke erstatte mer tradisjonelle undersøkelser, men kan redusere behovet for disse. En slik kombinasjon har potensial til å gi en bedre tilpasset ressursbruk enn både de visuelle tilstandsundersøkelsene som brukes i dag, og enn indeksmetoden. Førstnevnte bærer spesielt preg av å være lite definert, som gjør tiltak utsatt for upresis dimensjonering, samt mangel på tilpasning til den aktuelle skademekanismen. Bruk av indeksmetoden fører ofte

til overdimensjonering og dermed unødvendig mye ressursbruk. En helhetlig vurdering med utgangspunkt i etterberegnete stivheter gjør det mulig å bedre ta hensyn til den fysiske tilstanden; både bedre differensiering og bedre tilpasning av tiltak. Funnene i denne oppgaven antyder imidlertid at fordelene ved bruk av GPR-målinger, kontra oppgravingsprøver som modelleringsgrunnlag for etterberegninger er uventet små. Dersom resultatene i praksis er tilnærmet like, indikerer det at bruk av GPR-målinger for eksklusivt å forbedre etterberegningene er unødvendig, forutsatt at tilstrekkelig med pålitelige oppgravingsprøver er tilgjengelig.

Basert på denne masteroppgavens funn kan seksjonering fra GPR-målinger, etterfulgt av en rask, initiell etterberegning fra FWD-målinger, være velegnet for seksjonering. Deretter kan mer veldefinerte etterberegninger gi et godt grunnlag for forsterkningsbehov- og dimensjonering. Dette kan gi besparelser i form av tiltak som er bedre egnet for å motvirke skademekanismer, så vel som redusere behovet for øvrige undersøkelser. Tilnærmingen til valg av tiltak var noe forenklet i caseprosjektene. Årsaken til dette var todelt; det var både behov for et sammenligningsgrunnlag mellom de ulike metodene, og for en avgrensning av omfang. I tillegg var det et begrenset antall tilgjengelige prosjekter der både FWD- og GPR-målinger var utført. I praksis bør tiltakene vurderes mer nøye, og flere faktorer vil spille inn. At bruk av FWD- og GPR-målinger potensielt kan gi bedre tilpassede tekniske løsninger, er heller ikke ensbetydende med en optimal ressursmessig tilpasning. Økonomiske hensyn kan medføre harde prioriteringer og store variasjoner i hvor omfattende undersøkelser og tiltak som gjennomføres. Dette kan heve terskelen for å ta i bruk FWD og GPR, som på kort sikt vil være mye mer kostbart enn for eksempel visuelle, erfaringsbaserte metoder. En nærmere kostnadmessig vurdering var utenfor denne masteroppgavens rammer.

6.1 Videre arbeider

Forsterkning av veger krever vurderinger av komplekse situasjoner, og ingen prosjekter vil være like. Dette kompliserer en entydig besvarelse av problemstillingen. En kombinasjon av undersøkelser av mer presiserte temaer og flere casestudier vil kunne gi et bedre grunnlag for en mer entydig konklusjon. For dette kan følgende arbeider være aktuelt:

- Størrelsen på forsterkningsbehovet varierte stort mellom denne oppgavens caseprosjekter, til tross for likheter i etterberegnete stivheter. Dette gjaldt både Elmod6 og PMS Objekt. Det kan derfor være aktuelt å se nærmere på det teoretiske grunnlaget bak disse beregningene i begge programvarene, samt sammenligne disse.
- Antallet tilfeller der både FWD og GPR er benyttet i Norge er begrenset. En feltstudie i det norske vegnettet som inkluderer både kontrollert bruk av disse, samt målrettet bruk av øvrige tester, vil bidra til et bedre empirisk grunnlag.
- Etterberegningene i denne oppgaven baseres i stor grad på statiske, lineærelastiske modeller. Basert på litteraturen har viskoelastiske materialegenskaper og dynamisk lastrespons potensielt en stor påvirkning på de opptrepende stivhetene. En undersøkelse der dette som teoretisk grunnlag vektlegges, vil derfor være aktuelt. Dette er spesielt relevant for TSD-målinger, som i større grad påvirkes av dynamiske lastresponser.
- Til tross for at de etterberegnete stivhetene temperaturkorrigeres, er det usikkerheter tilknyttet stivhetenes representativitet av måletidspunkt, relativt til tilstand. En

studie som ser nærmere på ulike klimatiske forhold ved måletidspunktet, samt deres påvirkning på etterberegningene, kan derfor være interessant. Dette kan eksempelvis inkludere FWD-målinger ved ulike sesonger, med påfølgende temperaturkorrigeringer og etterberegninger som grunnlag for forsterkningsbehov for hvert tilfelle.

- Etterberegningsprogrammene i denne oppgaven er i ulik grad tilpasset nordiske forhold. For fremtidig bruk i Norge, kan det være aktuelt å se nærmere på disse. Dette kan for eksempel være:
 - Elmod6 har et solid rammeverk, men de innebygde materialmodellene og deres temperatursensitivitet er ikke nødvendigvis representative for materialene som brukes i Norge. En undersøkelse hvordan material- og klimamodeller kan tilpasses det norske vegnettets kan derfor være aktuelt.
 - Temperaturkorrigeringen som ligger til grunn for PMS Objekt gjelder kun materialet Ag B180 i TRVK Väg. I Norge er derimot Ab og Agb mer brukt som slitelag. For videre bruk av PMS Objekt i Norge bør derfor en temperatursensitivitet for disse materialene etableres.
 - De etterberegnete stivhetene i PMS Objekt og Elmod6 i denne oppgaven var svært like, men det beregnede forsterkningsbehovet var ulikt. En studie som tar sikte på å finne ut av hva er ”mest rett”, gjerne sammenlignet med laboratorieundersøkelser, kan derfor være relevant.

Bibliografi

- Ahmed, M. U., Tarefder, R. A. og Maji, A. (2014) Variation of FWD modulus due to incorporation of GPR predicted layer thicknesses, *Proceedings of the 15th International Conference on Ground Penetrating Radar*. Brussel, 30. juni-4. juli, 2014.
- Antonsen, V. J. (2016) *Måling med Traffic Speed Deflectometer på riks- og fylkesveger i Hedmark høsten 2015*. Masteroppgave. NTNU.
- Asli, C. *et al.* (2012) Back-calculation of elastic modulus of soil and subgrade from portable falling weight deflectometer measurements, *Engineering Structures*, 34(2012), s. 1–7. DOI: 10.1016/j.engstruct.2011.10.011.
- Booshehrian, A., Mogawer, W. S. og Bonaquist, R. (2013) How to Construct an Asphalt Binder Master Curve and Assess the Degree of Blending between RAP and Virgin Binders, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 25(12), s. 1813–1821. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000726.
- Bosurgi, G., Pellegrino, O. og Sollazzo, G. (2019) Optimizing artificial neural networks for the evaluation of asphalt pavement structural performance, *Baltic Journal of Road and Bridge Engineering*, 14(1), s. 58–79. DOI: 10.7250/bjrbe.2019-14.433.
- Breivik, T. (2019) *Optimalisering av ressursbruk i forsterkningsprosjekter ved bruk av FWD og GPR*. Prosjektoppgave. NTNU.
- Burmister, D. M. (1945) The General Theory of Stresses and Displacements in Layered Systems. I, *Journal of Applied Physics*, 16(89). DOI: 10.1063/1.1707558.
- Cao, D. *et al.* (2018) Comparisons of asphalt pavement responses computed using layer properties backcalculated from dynamic and static approaches, *Road Materials and Pavement Design*, 20(5), s. 1114–1130. DOI: 10.1080/14680629.2018.1436467.
- Chen, D. H. *et al.* (2000) Temperature Correction on Falling Weight Deflectometer Measurements, *Journal of the Transportation Research Board*, 1716(1), s. 30–39. DOI: 10.3141/1716-04.
- Dasari, K. *et al.* (2013) Effects of Pavement Conditions on Effective Structural Number of In-Service Pavements, *Airfield Highway Pavement Conference*. Los Angeles, USA 9-12. juni 2013.
- Dawson, T. A. *et al.* (2009) Backcalculated and laboratory-measured resilient modulus values, *Journal of the Transportation Research Board*, 2094(1), s. 71–78. DOI: 10.3141/2094-08.
- Dynatest (2019) *Dynatest Elmod 6 [Programguide]*. Dynatest International A/S.
- El Ayadi, A. *et al.* (2012) An improved dynamic model for the study of a flexible pavement, *Advances in Engineering Software*, 44(2012), s. 44–53. DOI: 10.1016/j.advengsoft.2011.05.038.
- Elsevier (2019) *What is Field-weighted Citation Impact (FWCI)?* Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/v52p2z3> [Hentet: 26.01.2020].
- FHWA (2017a) *Using Falling Weight Deflectometer Data with Mechanistic-Empirical Design and Analysis, Volume I: Final Report* (FHWA-HRT-16-009). Federal Highway

- Administration (FHWA). Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/wcdgqpq> (Hentet: 13.02.2020).
- FHWA (2017b) *Using Falling Weight Deflectometer Data with Mechanistic-Empirical Design and Analysis, Volume III: Guidelines for Deflection Testing, Analysis, and Interpretation* (FHWA-HRT-16-011). Federal Highway Administration (FHWA). Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/wj5p9tv> (Hentet: 13.02.2020).
- FHWA (2017c) *Using Falling Weight Deflectometer Data with Mechanistic Empirical Design and Analysis, Volume II: Case Study Reports* (FHWA-HRT-16-010). Federal Highway Administration (FHWA). Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/r42n6vp> (Hentet: 13.02.2020).
- finn.no (2020) *FINN kart*. Tilgjengelig fra: <https://kart.finn.no/> [Hentet: 27.03.2020].
- Garfield, E. (2020) *The Clarivate Analytics Impact Factor*. Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/ubdzgh5> [Hentet: 01.02.2020].
- Gedafa, D. S. *et al.* (2010) Field Verification of Superpave Dynamic Modulus, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 22(5), s. 485–494. DOI: 10.1061/(ASCE)MT.1943-5533.0000048.
- Greenwood Engineering (2019) *Traffic Speed Deflectometer*. Tilgjengelig fra: <https://www.greenwood.dk/tsd.php> [Hentet: 27.01.2020].
- Göktepe, B., Agar, E. og Lav, A. (2006) Simulation of Flexible Pavement Response to FWD Loads: A Mechanistic Approach, *Advances in Engineering Software*, 37, s. 421–431. DOI: 10.1016/j.advengsoft.2005.10.001.
- Hadidi, R. og Gucunski, N. (2010) Comparative Study of Static and Dynamic Falling Weight Deflectometer Back-Calculations Using Probabilistic Approach, *Journal of Transportation Engineering*, 136(3). DOI: 10.1061/(ASCE)0733-947X(2010)136:3(196).
- Highway Research Board (1962) *The AASHO Road Test - Summary Report*. (Report 7). Washington, D.C.: National Academy of Sciences - National Research Council.
- Hoff, I. (2018) *Rehabilitation methods. TBA4340-Drift, vedlikehold og rehabilitering av veier*. Tilgjengelig for inviterte brukere via læringsplattformen Blackboard [Hentet: 29.01.2020].
- Horak, E. *et al.* (2014) Structural number determined with the falling weight deflectometer and used as benchmark methodology, *International Conference on Civil Engineering, Energy and Environment*. Hong Kong, 13-14. desember 2014.
- Iowa State University (2019) *Database Comparisons*. Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/sy2t1gd> [Hentet: 01.02.2020].
- Johanson, Graeme og Williamson, Kirsty (2018) *Research Methods: Information, Systems and Contexts*. 2. utg. Cambridge: Chandos Publishing.
- Kartverket (2020) *Norgeskart*. Tilgjengelig fra: <https://www.norgeskart.no/> [Hentet: 28.04.2020].
- Khamzin, A. K. *et al.* (2017) Utilization of air-launched ground penetrating radar (GPR) for pavement condition assessment, *Construction and Building Materials*, 141(1), s. 130–139. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.02.105.
- Kutay, M., Chatti, K. og Lei, L. (2011) Backcalculation of dynamic modulus mastercurve from falling weight deflections, *Journal of the Transportation Research Board*, 2227(1), s. 87–96. DOI: 10.3141/2227-10.
- Kutay, M., Varma, S. og Levenberg, E. (2013) Viscoelastic genetic algorithm for inverse analysis of asphalt layer properties from falling weight deflections, *Journal of the Transportation Research Board*, 2369(1), s. 38–46. DOI: 10.3141/2369-05.

- Kvale, S. og Brinkmann, S. (2009) *Det kvalitative forskningsintervju*. Oslo: Gyldendal Norsk Forlag AS.
- Lalagië, A. (2015) *Use of Ground Penetration Radar for Transportation Infrastructure Maintenance*. Doktorgradsavhandling, NTNU.
- Loizos, A. og Plati, C. (2007) Accuracy of Ground Penetrating Radar Horn-Antenna Technique for Sensing Pavement Subsurface, *Sensors Journal*, 7(5), s. 842–850. DOI: 10.1109/JSEN.2007.894152.
- Madsen, S. S. og Levenberg, E. (2018) Dynamic backcalculation with different load-time histories, *Road Materials and Pavement Design*, 19(6), s. 1313–1333. DOI: 10.1080/14680629.2017.1307263.
- Malt, U. (2018) *empiri*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/empiri> [Hentet: 06.02.2020].
- Marecos, V. *et al.* (2017) Evaluation of a highway pavement using non-destructive tests: Falling Weight Deflectometer and Ground Penetrating Radar, *Construction and Building Materials*, 154(1), s. 1164–1172. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2017.07.034.
- McGrath, L., Maser, K. og Puccinelli, J. (2013) Determining Asphalt Thickness Using Ground Penetrating Radar - A Comparison of Automated and Manual Methods Using Falling Weight Deflectometer Back-calculation Error Correction, *Proceedings of the Ninth International Conference on the Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields*. Trondheim, 25-27. juni 2013.
- Mehta, Y. og Roque, R. (2003) Evaluation of FWD Data for Determination of Layer Moduli of Pavements, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 15(1), s. 90–96. DOI: 10.1061/(ASCE)0899-1561(2003)15:1(25).
- Mork, H. (2019a) *Bearing capacity for roads. TBA4218 Vegteknologi*. Tilgjengelig for inviterte brukere via læringsplattformen Blackboard [Hentet: 13.04.2020].
- Mork, H. (2019b) *Strukturell dimensjonering med PMS Objekt. TBA4218 Vegteknologi*. Tilgjengelig for inviterte brukere via læringsplattformen Blackboard [Hentet: 26.04.2020].
- Mousa, M. *et al.* (2019) Evaluation of interface bonding conditions based on non-destructing testing deflection measurements, *Road Materials and Pavement Design*, 20(3), s. 554–571. DOI: 10.1080/14680629.2017.1400995.
- Nam, B. H., An, J. og Murphy, M. R. (2014) Improvements to the AASTHO subgrade resilient modulus equation, *Geo-Congress 2014 Technical Papers : Geo-Characterization and Modeling for Sustainability*. Atlanta, 23-26. februar 2014.
- Nam, B. H. *et al.* (2016) Improvements to the structural condition index (SCI) for pavement structural evaluation at network level, *International Journal of Pavement Engineering*, 17(8), s. 680–697. DOI: 10.1080/10298436.2015.1014369.
- Nazzal, M. og Mohammad, L. (2010) Estimation of Resilient Modulus of Subgrade Soils Using Falling Weight Deflectometer, *Journal of the Transportation Research Board*, 2186(1), s. 1–10. DOI: 10.3141/2186-01.
- Norsk Klimaservicesenter (2020) *Klimanormaler*. Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/vdjur42> [Hentet: 05.03.2020].
- Noureldin, B. *et al.* (2003) Network Pavement Evaluation Using Falling Weight Deflectometer and Ground Penetrating Radar, *Transportation Research Record*, 1860(1), s. 765–790. DOI: 10.3141/1860-10.
- Ore, S. (2014) *viskoelastisitet*. Tilgjengelig fra: <https://snl.no/viskoelastisitet> [Hentet: 10.02.2020].
- Park, H., Kim, Y. og Park, S. (2005) Assessment of pavement layer conditions with use of multiloading-level falling weight deflections, *Journal of the Transportation Research Board*, 1905(1), s. 107–116. DOI: 10.3141/1905-13.

- Pavement Interactive (2020) *Empirical Pavement Design*. Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/wzkyepx> [Hentet: 06.02.2020].
- Pologruto, M. (2001) Procedure for Use of Falling Weight Deflectometer to Determine AASHTO Layer Coefficients, *Transportation Research Record*, 1764(1), s. 11–19. DOI: 10.3141/1764-02.
- Al-Qadi, I. L., Lahouar, S. og Loulizi, A. (2002) Ground Penetrating Radar Evaluation for Flexible Pavement Thickness Estimation, *Proceedings of the Pavement Evaluation Conference*. Virginia, 21-25. oktober 2002.
- Rahim, A. og George, K. P. (2003) Falling weight deflectometer for estimating subgrade elastic moduli, *Journal of Transportation Engineering*, 129(8), s. 100–107. DOI: 10.1061/(ASCE)0733-947X(2003)129:1(100).
- RIF (2019) *State of the Nation: Norges tilstand 2019 - Kommunale og fylkesveier*. Oslo: Rådgivende Ingeniørers Forening (RIF). Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/q1o7axu> (Hentet: 24.04.2020).
- Salt, G. og Stevens, D. (2001) Pavement performance prediction: determination and calibration of structural capacity (SNP), *20th AASHTO Transportation Research Conference*. Melbourne, 19-21. mars 2001.
- Sarker, P. og Tutumluer, E. (2016) Falling Weight Deflectometer Testing Based Mechanistic-Empirical Overlay Thickness Design Approach for Low-Volume Roads in Illinois, *International Conference on Transportation and Development*. Houston, 26-29. juni 2016.
- Sauzeat, C. og Di Benedetto, H. (2015) Tridimensional linear viscoelastic behavior of bituminous materials, *Advances in Asphalt Materials*, 1, s. 59–95. DOI: 10.1016/B978-0-08-100269-8.00003-9.
- Shafiee, M. H. *et al.* (2017) Field Measurement and Modeling of Vertical and Longitudinal Strains from Falling Weight Deflectometer Testing, *Journal of Transportation Engineering*, 144(1). DOI: 10.1061/JPEODX.0000022.
- Skymind (2019) *A Beginner's Guide to Neural Networks and Deep Learning*. Tilgjengelig fra: <https://skymind.ai/wiki/neural-network> [Hentet: 16.02.2020].
- SMHI (2017) *Normal årsmedeltemperatur*. Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/vg2nqgc> [Hentet: 05.03.2020].
- Solanki, U., Gundaliya, P. og Barasara, M (mai 2016) Structural evaluation of flexible pavement using Falling Weight Deflectometer, s. 141–146. ISBN: 978-1-138-02845-6. DOI: 10.1201/b20013-23.
- Statens Vegvesen (2014) *Vegbygging* (Håndbok N200). Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/t96ymd6> [Hentet: 27.04.2020].
- Statens Vegvesen (2018a) *Feltundersøkelser* (Håndbok R211). Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/vsnjn4m> [Hentet: 27.04.2020].
- Statens Vegvesen (2018b) *Vegbygging* (Håndbok N200). Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/rvzjk7s> [Hentet: 27.04.2020].
- Statens vegvesen (2015a) *Forsterkning av veier*. (Varige veier, nr. 373). Trondheim: Statens Vegvesen, Vegdirektoratet. Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/y2m5yuz7> [Hentet: 27.01.2020].
- Statens vegvesen (2015b) *Lærebok drift og vedlikehold av veier*. (Rapport nr. 365). Statens Vegvesen, Vegdirektoratet. Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/u4dp5tc> [Hentet: 27.01.2020].
- Statens vegvesen (2020) *E16 Valdres*. Tilgjengelig fra: <https://www.vegvesen.no/Europaveg/E16valdres> [Hentet: 03.04.2020].

- Trafikverket (2000) *Bearbetning av deflektionsmätdata, erhållna vid provbelastning av väg med FWD-apparat* (VVMB 114). Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/st9eu6a> [Hentet: 16.03.2020].
- Trafikverket (2011) *TRVK Väg: Trafikverkets tekniska krav Vägkonstruktion* (TRVK 2011:072). Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/r97wf5n> [Hentet: 23.01.2020].
- Trafikverket (2012a) *Bearbetning av deflektionsmätdata, erhållna vid provbelastning av väg med FWD-apparat* (TRVMB 114). Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/qm3vlgv> [Hentet: 20.01.2020].
- Trafikverket (2012b) *Deflektionsmåtning vid provbelastning med fallviktsapparat* (TRVMB 112). Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/rm2gqz7> [Hentet: 28.01.2020].
- Trafikverket (2012c) *Förstärkningsåtgärder*. Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/vo7ku7v> [Hentet: 01.02.2020].
- Trafikverket (2015) *Undersökning av befintlig väg med georadar* (TDOK 2014:0149). Trafikverket.
- Trafikverket (2016) *PMS Objekt*. Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/srcvxf5> [Hentet: 05.02.2020].
- Trafikverket (2017) *Ground Penetrating Radar: Introduction to GPR, and positioning of GPR data* (Infrastructure in 3D, Report 4A). Trafikverket. Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/tc57c4h> [Hentet: 14.02.2020].
- Trafikverket (2020) *Manual för PMS Objekt [5.0.1]*. Trafikverket.
- Tutumluer, E. og Meier, R. (1996) Attempt at Resilient Modulus Modeling Using Artificial Neural Networks, *Journal of the Transportation Research Board*, 1540(1), s. 1–6. DOI: 10.3141/1540-01.
- Uherek, F. C. (2019) *What is Miner's Rule?* Tilgjengelig fra: <https://tinyurl.com/qnj4weo> [Hentet: 05.02.2020].
- UiA (2019) *Systematiske litteraturstudier/Systematic literature reviews (HELIDR)*. Tilgjengelig fra: [p?g=652868&p=4735423](https://www.uia.no/p?g=652868&p=4735423) [Hentet: 27.01.2020].
- Uzarowski, Ludomir, Maher, Michael og Balasundaram, Andrew (2005) Practical Application of GPR to Supplement Data from FWD for Quick Pavement Performance Prediction, *Annual Conference of the Transportation Association of Canada*. Calgary, 18-21. september, 2005.
- Wang, H. og Li, M. (2016) Comparative study of asphalt pavement responses under FWD and moving vehicular loading, *Journal of Transportation Engineering*, 142(12). DOI: 10.1061/(ASCE)TE.1943-5436.0000902.
- Weisstein, E. W. (2020) *Half-Space*. Tilgjengelig fra: <http://mathworld.wolfram.com/Half-Space.html> [Hentet: 20.02.2020].
- Willett, D.A. og Rister, B. (2002) *Ground Penetrating Radar "pavement layer thickness evaluation"* (Research Report no. KTC-02-29/FR101-00-1F). Kentucky: Kentucky Transportation Center.
- Xu, Q. og Prozzi, J. A. (2014) Static versus viscoelastic wave propagation approach for simulating loading effects on flexible pavement structure, *Construction and Building Materials*, 53(1), s. 584–595. DOI: 10.1016/j.conbuildmat.2013.12.017.
- Yin, H. (2012) Simulation of Flexible Pavement Response to FWD Loads: A Mechanistic Approach, *International Journal of Pavement Research and Technology*, s. 257–266.
- Zaghloul, S. et al. (2005) Falling Weight Deflectometer Correlation, *Journal of the Transportation Research Board*, 1905(1), s. 90–96. DOI: 10.3141/1905-11.
- Zheng, Y., Zhang, P. og Liu, H. (2019) Correlation between pavement temperature and deflection basin form factors of asphalt pavement, *International Journal of Pavement Engineering*, 20(8), s. 874–883. DOI: 10.1080/10298436.2017.1356172.

- AASHTO (1993) *AASHTO Guide for Design of Pavement Structures*. American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).
- AASHTO (2008) *Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide: A Manual of Practice* (MEPDG-1). American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

Vedlegg

- Vedlegg A: Intervjuguide
- Vedlegg B: Rådata etterberegninger PMS Objekt, Årkvislaveien
- Vedlegg C: Rådata etterberegninger PMS Objekt, Hersdalsvegen
- Vedlegg D: Rådata etterberegninger PMS Objekt, E16
- Vedlegg E: Temperaturkorrigerte stivheter i PMS Objekt, Årkvislaveien
- Vedlegg F: Temperaturkorrigerte stivheter i PMS Objekt, Hersdalsvegen
- Vedlegg G: Temperaturkorrigerte stivheter i PMS Objekt, E16
- Vedlegg H: Forsterkningsberegninger PMS Objekt, Årkvislaveien
- Vedlegg I: Forsterkningsberegninger PMS Objekt, Hersdalsvegen
- Vedlegg J: Forsterkningsberegninger PMS Objekt, E16
- Vedlegg K: Rådata etterberegninger Elmod6, Årkvislaveien
- Vedlegg L: Rådata etterberegninger Elmod6, Hersdalsvegen
- Vedlegg M: Rådata etterberegninger Elmod6, E16
- Vedlegg N: Forsterkningsbehov Elmod6, Årkvislaveien
- Vedlegg O: Forsterkningsbehov Elmod6, Hersdalsvegen
- Vedlegg P: Forsterkningsbehov Elmod6, E16
- Vedlegg Q: Indeksmetoden, Årkvislaveien
- Vedlegg R: Indeksmetoden, Hersdalsvegen
- Vedlegg S: Indeksmetoden, E16
- Vedlegg T: Løsmassekart NGU, Årkvislaveien
- Vedlegg U: Løsmassekart Hersdalsvegen
- Vedlegg V: Løsmassekart E16
- Vedlegg W: Oppgravingsprøver NVDB E16
- Vedlegg X: Følg brev fra NTNU (Covid-19)

