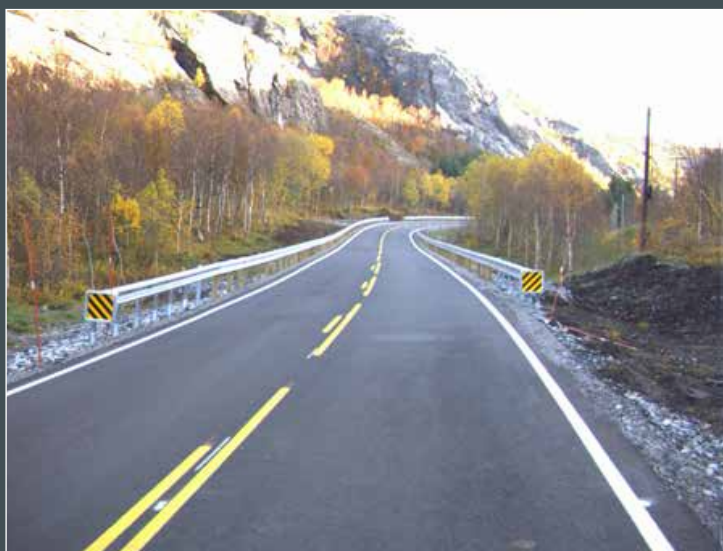




Forsterkning av veger

VEILEDNING

Håndbok V230



Håndbøker i Statens vegvesen

Dette er en håndbok i Statens vegvesens håndbokserie. Vegdirektoratet har ansvaret for utarbeidelse og ajourføring av håndbøkene.

Denne håndboka finnes kun digitalt (PDF) på Statens vegvesens nettsider, www.vegvesen.no.

Statens vegvesens håndbøker utgis på to nivåer:

Nivå 1: • Oransje eller • grønn fargekode på omslaget – omfatter *normal* (oransje farge) og *retningslinje* (grønn farge) godkjent av overordnet myndighet eller av Vegdirektoratet etter fullmakt.

Nivå 2: • Blå fargekode på omslaget – omfatter *veiledning* godkjent av den avdeling som har fått fullmakt til dette i Vegdirektoratet.

Forsterkning av veger

Nr. V230 i Statens vegvesens håndbokserie

ISBN: 978-82-7207-781-4

Forord

Denne veiledningen har til hensikt å være et praktisk hjelpemiddel for planlegging og prosjektering av forsterkningstiltak på veg. Veiledningen har to deler:

- Del A som omhandler tema knyttet til planlegging og prosjektering av forsterkningstiltak
- Del B som inneholder beskrivelser av aktuelle forsterkningsmetoder

Dette er første utgivelse av forsterkningsveiledningen. Den er utarbeidet med grunnlag i Statens vegvesen rapport 373 og 626.

Veiledningen er utarbeidet av følgende arbeidsgruppe:

- Jostein Aksnes (Statens vegvesen, Vegdirektoratet)
- Joralf Aurstad (Statens vegvesen, Vegdirektoratet)
- Per Otto Aursand (Statens vegvesen, divisjon Drift og vedlikehold)
- Trond Østen (Trøndelag fylkeskommune)
- Geir Berntsen (Statens vegvesen, divisjon Drift og vedlikehold)
- Borigine Oseth Nilsen (Statens vegvesen, divisjon Drift og vedlikehold)
- Olga Komorniak (Statens vegvesen, divisjon Drift og vedlikehold)

Ansvarlig enhet er seksjon Vegteknologi ved avdeling Vegutforming på enhet Myndighet og regelverk i Vegdirektoratet.

Innhold

Forord	3
Del A Planlegging og prosjektering	7
A 1 Innledning	8
A 2 Planlegging av forsterkningstiltak	9
A 2.1 Behov for forsterkning	9
A 2.2 Trinn i planleggingen	11
A 3 Grunnlagsdata, opplysninger om eksisterende veg	12
A 3.1 Nivå på forundersøkelser	12
A 3.2 Eksisterende dataregistre	13
A 3.2.1 NVDB	13
A 3.2.2 PMS 2010	14
A 3.2.3 Annet	16
A 3.3 Forundersøkelser	16
A 3.3.1 Skadekartlegging (befaring)	16
A 3.3.2 Tilstand på drens-system (befaring)	17
A 3.3.3 Laserskanning	17
A 3.3.4 Bæreevne-måling (nedbøyningsmåling)	19
A 3.3.5 Georadar	26
A 3.3.6 Oppgraving	28
A 3.3.7 DCP	29
A 3.3.8 Termisk kamera	31
A 4 Valg av forsterkningstiltak	33
A 4.1 Analyse av data for å finne årsakssammenhenger	33
A 4.2 Aktuelle tiltak ved forskjellige skadetyper	37
A 5 Drenering	40
A 5.1 Viktigheten av drenering	40
A 5.2 Klassifisering av dreneringen	40
A 5.3 Klassifisering av vegprofilen	43
A 5.4 Finne områder der dreneringen er kritisk	44
A 5.5 Anbefalte tiltak i de ulike dreneringsklassene	44
A 5.6 Noen typiske problemstillinger og løsninger	45

A 6	Dimensjonering av forsterkningsbehov	52
A 6.1	Inndeling i delstrekninger	52
A 6.2	Forsterkning ved for kort dekkelevetid	53
A 6.2.1	Dimensjonering av forsterkningsbehov basert på oppgravingsprøver (indeksmetoden)	53
A 6.2.2	Dimensjonering av forsterkningsbehov basert på nedbøyningsdata	57
A 6.3	Fast dekke på grusveg	58
A 6.4	Økning av tillatt aksellast	60
A 6.5	Kantforsterkning	62
A 6.6	Veg over myr	63
A 7	Dimensjoneringsystemer/ analyseringsprogrammer	66
A 7.1	AASHTO Pavement ME Design	66
A 7.2	Dynatest Elmod 6	66
A 7.3	Road Doctor	67
A 7.4	PMS Objekt	67
A 7.5	ERAPave	68
Del B	Forsterkningstiltak	69
B 1	Etablering/utbedring av åpne grøfter	71
B 2	Etablering av lukket drenering	76
B 3	Stikkrenner og kulverter	80
B 4	Oppretting/fresing og nytt dekke	83
B 5	Bituminøst, varmblandet bærelag/ bindlag	86
B 6	Bituminøst, kaldblandet bærelag	89
B 7	Bærelagstabilisering (dypstabilisering)	92
B 8	Knusefresing	96
B 9	Bærelag av penetrert pukk	98
B 10	Bærelag av forkilt pukk	101
B 11	Tørrstabilisering	103
B 12	Utkilinger	105

B 13	Kantforsterkning	109
B 14	Breddeutvidelse	113
B 15	Asfaltarmering med stålnett	116
B 16	Asfaltarmering med plastnett	121
B 17	Armering av granulære lag	125
B 18	Masseutskifting med granulære og bituminøse lag	130
B 19	Veg på myr	132
B 20	Utbedring av ujevne telehiv	136
B 21	Grunnerverv	139
	Referanser	140

Del A

Planlegging og prosjektering

A 1 Innledning

Veiledningens del A omhandler alle faser i planlegging og prosjektering av et forsterkningsprosjekt.

For å kunne velge riktig forsterkningstiltak er det alltid viktig å finne årsaken(e) til vegens skader og redusert dekkelevetid. Det er derfor nødvendig å skaffe seg objektiv kunnskap om vegens oppbygging og tilstandsutvikling.

Del A viser hvor eksisterende informasjon kan finnes og hvordan denne kan brukes i planleggingen. Videre gis en fylldig beskrivelse av aktuelle forundersøkelser samt råd for valg av undersøkelsesmetode ut fra type problemstilling.

Når data fra eksisterende kilder og nye undersøkelser foreligger er tiden inne for sammenstilling, tolkning og analyser for å få fram et godt grunnlag for valg av riktig forsterkningsmetode. Del A gir gode råd og eksempler på hvordan dette kan gjøres og gir forslag til valg av tiltak ut fra ulike skadeårsaker og problemstillinger.

Ekstra vekt er lagt på tema drenering. Et velfungerende drens-system er en forutsetning for å kunne oppnå forventet dekkelevetid og krever derfor ekstra oppmerksomhet. Dreneringskapittelet introduserer en metodikk for klassifisering av dreneringen og av vegprofilen. Konkrete forslag til tiltak for de ulike dreneringsklassene er beskrevet og det presenteres eksempler på typiske problemstillinger og løsninger.

I kapittelet om dimensjonering er det gitt noen eksempler som viser hvordan tiltak kan differensieres ut fra varierende forsterkningsbehov og hvordan tiltaket på hver enkelt delstrekning skal dimensjoneres.

A 2 Planlegging av forsterkningstiltak

A 2.1 Behov for forsterkning

Forsterkning er aktuelt når dekkelevetiden er unormalt lav i forhold til det som anses som en akseptabel dekkelevetid for den aktuelle dekketype og trafikkbelastning. Forsterkning er også aktuelt når tillatt aksellast skal økes.

Ofte brukes begrepene funksjonell og normert dekkelevetid:

- Funksjonell dekkelevetid er den opptredende dekkelevetid man registrerer fra et dekke er nylagt og fram til utløsende vedlikeholdsstandard [41] er nådd. Funksjonell dekkelevetid kan fastlegges ut fra de årlige tilstandsregistreringer for spor og jevnhet.
- Normert dekkelevetid er den dekkelevetid man *bør forvente* på en eksisterende veg under normale klima- og belastningsforhold.

Et eventuelt forsterkningsbehov bør fastlegges med utgangspunkt i at funksjonell dekkelevetid er unormalt kort. Vegdekkets levetidsfaktor (f) er et uttrykk for dette. Levetidsfaktoren for en vegstrekning er forholdet mellom funksjonell dekkelevetid og normert dekkelevetid:

$$f = \frac{\text{funksjonell (opptredende) dekkelevetid}}{\text{normert (forventet) dekkelevetid}}$$

En unormalt kort opptredende dekkelevetid (lav levetidsfaktor) gjenspeiler en svakhet i konstruksjonen. Dimensjoneringen kan generelt ha vært for dårlig i forhold til trafikkbelastningen, eller det kan være materialkvaliteter som ikke oppfyller kravene. Det kan være svakheter i vegkonstruksjonen som innebærer at det ikke vil være tilstrekkelig bare å legge nytt dekke, selv om forsterkningsbehovet vurdert ut fra levetidsfaktoren tilsier kun et dekke.

Erfaringsmessig og litt mer detaljert vil levetidsfaktoren kunne fortelle oss følgende:

- Ved levetidsfaktor $f > 1,2$ er det normalt sett ikke behov for forsterkning.
- Ved levetidsfaktor $f = 1,2 - 1,0$ kan det være behov for forsterkning ved økning av tillatt aksellast.
- Ved levetidsfaktor $f = 1,0 - 0,7$ vil nødvendig styrkeforbedring normalt sikres gjennom den ordinære dekkefornyelsen, med mindre spesielle dekkeskader tilsier behov for andre tiltak. For vegdekker med levetidsfaktor ned mot $f = 0,7$ vil det normalt være en fordel å velge dekker som også bidrar styrkemessig, dvs. dekker med en viss tykkelse og lastfordelende evne.
- Ved levetidsfaktor $f = 0,5 - 0,7$ vil det normalt sett være behov for forsterkning av veggen som også omfatter lag under vegdekket.
- Ved levetidsfaktor $f < 0,5$ har vegkonstruksjonen ofte fundamentale mangler. Med mindre man finner helt spesielle årsaker til problemene, bør forsterkningen av vegkonstruksjonen dimensjoneres med utgangspunkt i kravene til ny veg.
- For levetidsfaktor $f < 0,7$ og der levetidsfaktoren er vanskelig å definere må forsterkningsbehovet bestemmes ut fra kunnskap om eksisterende vegoverbygning (se kapittel A3).

Tabell A2.1 angir verdier for normerte dekkelevetider i Norge. Verdiene i tabellen er statistiske gjennomsnitt for funksjonelle dekkelevetider på det tidligere riksvegnettet (før 2010), som funksjon av ÅDT og dekketype.

Tabell A2.1 Normerte dekkelevetider for ulike dekketyper [22].

Normerte dekkelevetider for ulike dekketyper ¹ for ulike dekketyper [år]							
Dekketype	ÅDT						
	≤300	301-1 500	1 501-3 000	3 001-5 000	5 001-10 000	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					

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

Man kan regne med at bare en fjerdedel av datagrunnlaget for tabellen består av vegger bygget i samsvar med vegnormalenes krav. En veg bygget etter dagens vegnormalstandard må derfor forventes å ha betydelig høyere dekkelevetid, med levetidsfaktor i størrelsesorden $f = 1,8 - 2,0$. For forsterkning av veg bør man derfor også sikte på å oppnå dekkelevetider som ligger noe over de som er vist i tabellen.

Dekkelevetider kan påvirkes av en del andre faktorer som for eksempel klimaforhold, piggdekkandel og kanalisering av trafikk. Se N200 [22] for flere detaljer på dette.

Behovene for forsterkning kan grovt sett deles inn i følgende hovedtyper:

- Forsterkning for å øke funksjonell dekkelevetid når levetidsfaktoren er for liten i forhold til normert dekkelevetid, og årsaken(e) til liten levetidsfaktor kan knyttes til svakheter i vegens fundament. Det omfatter med andre ord ikke de tilfeller hvor kort dekkelevetid kan knyttes til valg av, krav til, eller utførelsen av selve vegdekket.
- På en del vegger er tillatt aksellast mindre enn 10 tonn. Noen steder skyldes dette bruer med dårlig bæreevne, andre steder en svak vegoverbygning. Dersom tillatt aksellast skal økes, uansett om årsaken er vegoverbygning eller bruer, må man vurdere behovet for forsterkning av vegoverbygningen.
- Breddeutvidelse og kantforsterkning, hvor kantskader skyldes smale vegger, smale vegskuldre og/eller ustabile vegskråninger. Dette inkluderer vegstrekninger hvor man får endret kjøremønster, f.eks. som en følge av etablering av forsterket midtoppmerking eller fysisk midtdeler.
- Tiltak for å redusere ujevnt telehiv. Dette er som regel lokale utbedringer ved gamle stikkrenner, strekninger hvor det er store variasjoner i grunnforhold med hensyn til telefarlighet, eller hvor vannforholdene i materialene i grunnen varierer. Avhengig av den konkrete situasjon kan tiltaket omfatte utkilinger, isolering, masseutskifting over utsatte strekninger og/eller tiltak for å redusere tilgangen på vann.
- Legging av fast dekke på grusveg vil så godt som alltid kreve en forsterkning. Heller ikke grusveger som er bygget i henhold til vegnormalenes krav er dimensjonert slik at et asfaltdekke får en levetid som er tilfredsstillende uten av det gjøre en forsterkning. I tillegg kommer at et grusdekke normalt består av telefarlige og vannømfintlige materialer.

De grunnlagsdata som er nødvendige for å klarlegge årsaksforhold til skadene og dimensjonere forsterkningstiltakene, vil ikke være de samme for alle hovedtypene av skader som er vist ovenfor (se kapittel A3 for nødvendige grunnlagsdata).

For det enkelte prosjekt bør det foretas en vurdering av hvilket mål som skal settes for forsterkningsarbeidet. Det er vanlig å dimensjonere en forsterkning med 80 % av indeksverdien (styrken) til ny veg, se mer om dette i kapittel A6.

A 2.2 Trinn i planleggingen

De forskjellige trinnene i planleggingen av forsterkningsarbeider kan variere avhengig av hva problemene omfatter og hva som er årsakene til de skader som har oppstått, som beskrevet foran.

Ved de fleste forsterkningsarbeider vil planlegging av tiltaket bestå av følgende deler:

- a) Fastsette dimensjonerende påkjenninger: ÅDT, andel tungtrafikk, årlig trafikkvekst, frostmengde, nedbørsforhold etc. (se kapittel A3).
- b) Samle inn grunnlagsdata fra eksisterende datakilder (se kapittel A3).
- c) Planlegge og gjennomføre relevante forundersøkelser (se kapittel A3).
- d) Klarlegge hvilke forhold som har redusert vegens funksjonsegenskaper, og årsakene til at dette ikke er tilfredsstillende (se kapittel A4 og A5).
- e) Vurdere alternative forsterkningstiltak ut fra skader og skadeårsaker, samt øvrige rammebetingelser som f.eks. behov for endringer i veggeometrien, behov for grunnerverv o.l. (se kapittel B21).
- f) Planlegge og dimensjonere forsterkningstiltak basert på vurderingene over. Det vil for en vegstrekning ofte være aktuelt med differensierte tiltak for å kunne fange opp de forskjellige behov med hensyn på en optimal forsterkning (se kapittel A6).
- g) Utarbeide konkurransegrunnlag for arbeidene og gjennomføre tiltakene. Dette inkluderer beskrivelse av arbeidene, krav til utførelse og opplegg for kontroll (se del B).
- h) Oppfølging og dokumentasjon av utførte tiltak.

A 3 Grunnlagsdata, opplysninger om eksisterende veg

A 3.1 Nivå på forundersøkelser

Et minimum av forundersøkelser bør gjøres uansett prosjektets art når det er snakk om forsterkning av veg. Dette fordi en eksisterende vegkonstruksjon ofte er kompleks og det ofte er store variasjoner i egenskaper over korte strekninger. Forsterkningsplanlegging må baseres på objektiv kunnskap om vegen. Selv med enkle forundersøkelser vil man bedre kunne fokusere på de riktige stedene og lettere kunne velge rett tiltak, samt differensiere tiltakene langs vegen slik at forsterkningen som helhet gir best mulig effekt både teknisk og økonomisk.

Tabell A3.1 viser hvilken informasjon man kan få ut av ulike undersøkelsesmetoder. Det er viktig å velge undersøkelsesmetoder som gir riktig informasjon i forhold til den aktuelle problemstilling. Tabell A3.2 gir veiledning til hvilke forundersøkelser som bør utføres avhengig av type problemstilling. Ulike problemstillinger vil ha ulike behov for type og mengde grunnlagsdata.

Uansett problemstilling må eksisterende dataregistre slik som NVDB, PMS/dekkevedlikeholds-register, vegbilder m.m. undersøkes. Det anbefales også en befaring av strekningen for å kartlegge dekkeskader og dreneringsforholdene. Dette kan med fordel gjøres sammen med en lokalkjent (byggeleder drift, driftsentreprenør e.a.).

Videre må dimensjonerende påkjenninger for trafikk og klima fastsettes. De ulike metodene er beskrevet videre i kapittelet.

Tabell A3.1 Ulike undersøkelsesmetoder og informasjon som kan hentes fra disse.

	Nedbøynings- måling	Georadar- måling	Oppgravings- prøver	Laser- skanning	Termisk kamera	DCP
Bæreevne	X		(x)			
Lagdeling	(x)	X	X			X
Material- egenskaper	(x) E-modul	(x)	X		(x)	(x)
Drenering		(x)	(x)	X	X	
Sideterreng				X		
Dekketilstand (spor, sprekker, telehiv ¹⁾)				X		

¹⁾ Sammenligne jevnhet vinter/vår og sommer.

Tabell A3.2 Hvilke forundersøkelser som bør utføres avhengig av type problemstilling.

	Nedbøynings- måling	Georadar- måling	Oppgravings- prøver	Laser- skanning ¹⁾	Termisk kamera	DCP
Kort dekkelevetid ($f = 0,5-0,7$)	X	X	X	X	(x)	(x)
Kort dekkelevetid ($f < 0,5$)	X	X	X	X	(x)	(x)
Øke tillatt aksellast	X	X	X	(x)	(x)	(x)
Fast dekke på grusveg	X	(x)	X	(x)		(x)
Utbedring av telehiv	(x)	X	X	(x)	(x)	(x)
Breddeutvidelse/ kantforsterkning	(x)	(x)	X	(x)		(x)
Geometrisk oppretting		(x)		X		

¹⁾ Laserskanninger gjennomføres normalt sett hvert år på fylkes- og riksveger, men ikke på kommunale veger.

A 3.2 Eksisterende dataregistre

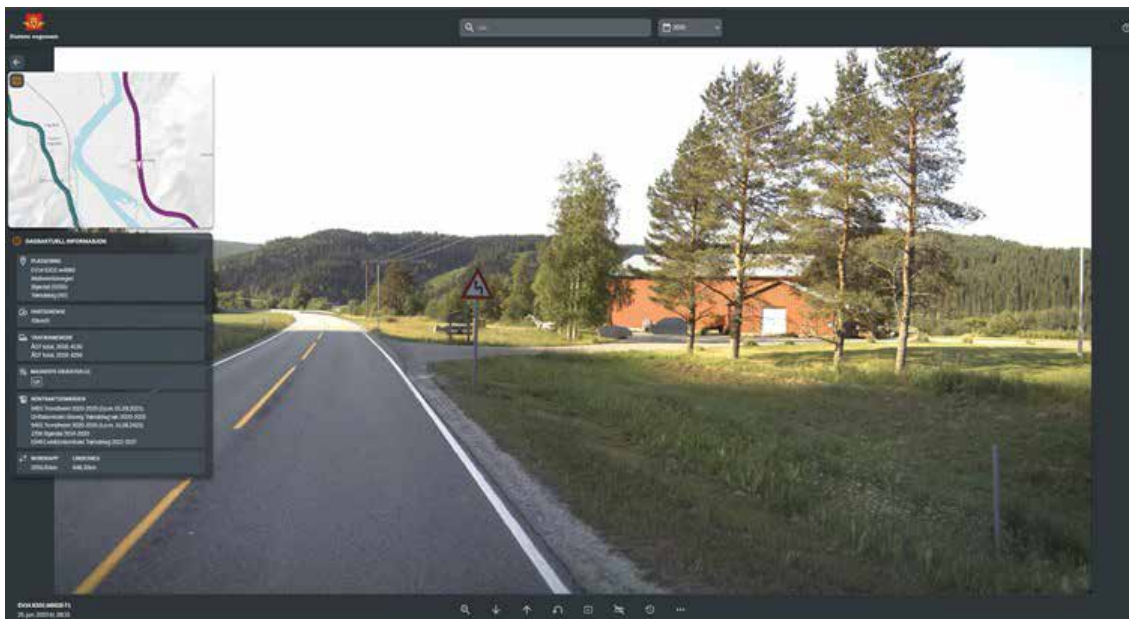
Statens vegvesen har i dag i hovedsak to dataregistre som er hensiktsmessig å benytte ved forsterkning: Nasjonal vegdatabank (NVDB) og Pavement Management System 2010 (PMS 2010). Det finnes i tillegg en del viktig informasjon i rapporter fra bearbeidingen av måledataene i ViaPPS (laserskanning-systemet).

A 3.2.1 NVDB

NVDB er en viktig kilde til god informasjon om trafikken, vegens oppbygging, drenering og tilstand. Eksempler på data som kan hentes ut fra NVDB er:

- Trafikkdata. For årsdøgntrafikk og andel lange kjøretøy. Datanavn i NVDB: «Trafikkmengde». Supplerende trafikkdata kan hentes ut fra www.trafikkdata.no. Her er det mulig å se trafikkdata fra punktmålinger og strekningsmålinger. Basert på dette er det mulig å filtrere dataene på trafikkmengde i forskjellige kjørefelt, trafikkmengde over en tidsperiode, fordeling av lengden på kjøretøy, årlig trafikkvekst etc.
- Vegdekker. Datanavn i NVDB: «Vegdekke», «Vegbredde», «Vegbredde beregnet». Her er mye informasjon: Vegbredde, dekketyper, alder på dekker, dekketykkelse m.m.
- Vegbilder pr 10 eller 20 meter. Systemet [VEGBILDER](#) benyttes til å se vegbilder, men bildene kan også hentes fra NVDB og tilhørende programsystemer. Figur A3.1 viser et eksempel bilde fra VEGBILDER.
- Drenssystemer. Datanavn i NVDB: «Grøft, åpen», «Lukket rørgroft», «Stikkrenne/kulvert». Her finnes informasjon om type drenering (åpen/lukket grøft, tilstand på drenering), stikkrenner (materiale, diameter, overfylling), kulverter m.m.
- Oppgravingsdata. Datanavn i NVDB: «Oppgravingslag». Eldre data med oppgravinger hver 500 m fra 1970-80 tallet finnes for en stor del av riks- og fylkesvegnettet.
- Bæreevne målinger. Datanavn i NVDB: «Nedbøyningsmåling».

Det meste av dataene i NVDB ligger åpent tilgjengelig på www.vegkart.no.



Figur A3.1 Eksempel på vegbilde i Vegbilder.

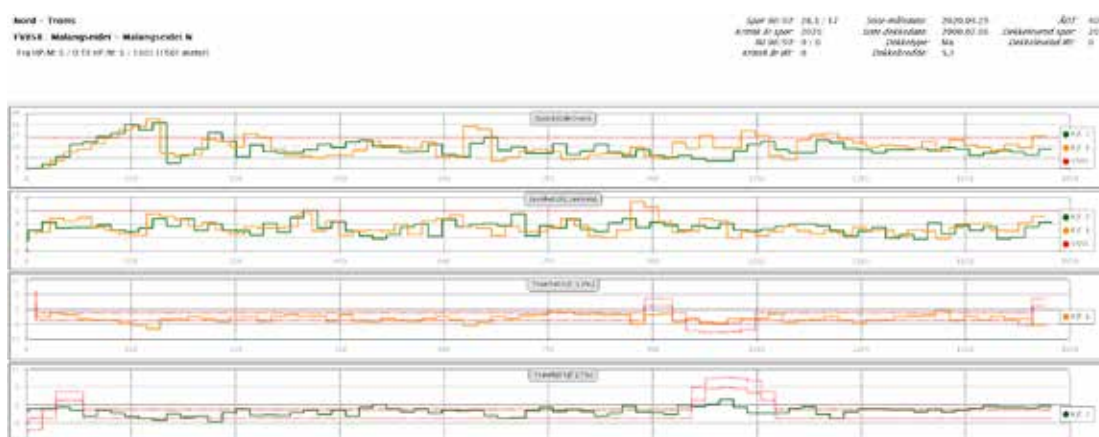
A 3.2.2 PMS 2010

PMS 2010 er systemet som Statens vegvesen benytter for planlegging av dekkevedlikehold. Systemet benytter og presenterer NVDB-data fra laserskanninger på utviklingen av spor og jevnhet (IRI) for hver 20 meter i lengdeprofilet. Systemet presenterer også data på tverrfall og tidligere dekketilstand.

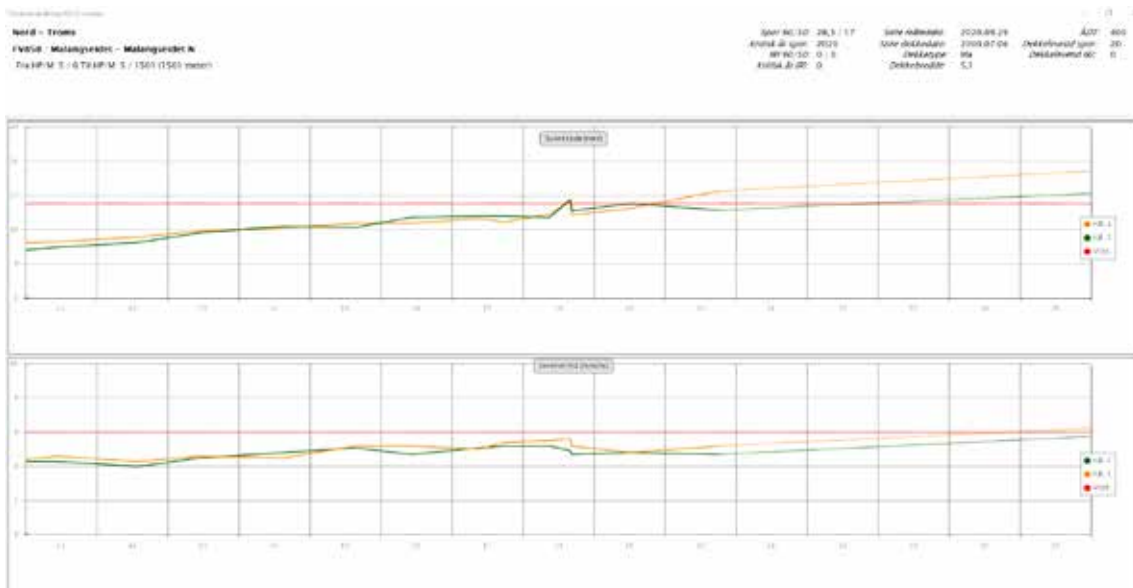
Det finnes også register over historiske dekkelag, se eksempel i figur A3.2. Man bør være oppmerksom på at dekkeregisteret ikke alltid er komplett og utfyllende. Figur A3.3 og figur A3.4 viser hvordan dataene fra PMS 2010 blir presentert.

Km	Py	Kant	Ka	St	for	Frøsp	Feald	Siksp	Tøle	KjF	Langde	Sti	Dato	Dekke	M.Ånr	S.St	Eks.Ønd	Eks.tykk	M.Type	U.Ør	Merkmål	Entreprenør
5.19	22	E	V	5	4	11262	4	13820	4258	v	33.09.2010			Vegdekke	35	15	5.8	22	Ag		Reparert	Lanthenkarnen Norge AS
5.19	22	E	V	6	4	13818	4	14811	702	v	04.06.2006			Vegdekke	41	16	6.7	25	Ag		Reparert	NOBETASPA; E AS
5.19	22	E	V	6	4	12801	4	15015	2214	v	07.07.1998			Vegdekke	120		6.6	48	Ga		Roadmix m. 33 kg Ms16 m2 ?	SAVATE DF
5.19	22	E	V	6	4	9000	4	13022	7032	v	12.07.1991			Vegdekke	60	16	7	28	Da		Coopert m/Agb11 35 kg/M2 utspic av (2) Fjeldhammer	
5.19	22	E	V	6	4	7768	4	15970	8182	v	05.07.1989			Vegdekke	30	15	3.6	25	Da			
5.19	22	E	V	5	4	11112	4	16020	4908	v	04.07.1989			Sporfylling	30	11	3.6		Da		Sporfylling	
5.19	22	E	V	6	4	11112	4	16020	4908	v	31.12.1983			Vegdekke	70		6.7	28	Da			
5.19	22	E	V	0	4	13222	4	16763	3541	v	27.12.1975			Vegdekke	90	16	6.3	36	Ag			
5.19	22	E	V	6	4	9648	4	14718	5706	v	29.12.1974			Vegdekke	60	16	7	26	Ag			

Figur A3.2 Historiske dekkelag (tabellform), presentasjon fra PMS 2010.



Figur A3.3 Tilstand i lengdeprofilet, presentasjon fra PMS 2010.



Figur A3.4 Tilstandsutvikling spor og IRI, presentasjon fra PMS 2010.

Ved analyse av spor og jevnhetsdata er det viktig at dataene ikke benyttes ukritisk. Dekkelevetiden i PMS blir beregnet basert på 90/10 verdier per PMS-parsell eller parseller på 1000 meter, noe som ofte er lengre enn tiltaksstrekningene. På lavtrafikkerte veier vil det normalt være andre faktorer enn spor som er utslagsgivende for forsterkningsbehovet. Spormålingene på lavtrafikkerte veier kan også ofte ha en del begrensninger knyttet til seg i forbindelse med smal dekkebredde (gir større usikkerhet på målingene) og lite trafikk.

Når man skal finne dekkelevetid er det viktig å manuelt gå inn i grafen over tilstandsutvikling og se på tiden fra siste dekkelegging til vedlikeholdsstandarden er nådd. Automatisk beregning av dekkelevetid i PMS gir unøyaktige svar, og prognose på fremtidig utvikling gir ofte urealistisk lange dekkelevetider.

Ved forsterkningsvurderingen kan ikke sporutviklingen over en PMS-parsell eller 1000 meters-parsell benyttes. Det er da viktig å hente ut målinger for hver 20 meter, og se sporutviklingen over lengre tid. Som regel vil man få et bedre grunnlag for vurdering av dekkelevetid ved å basere beregningene på gjennomsnittsverdier for delstrekninger med lengde ca. 100 meter, inndelingen må da være tilpasset steder for dekketiltak og andre variasjoner. Det anbefales at sporutviklingen først vurderes 5 år etter siste dekkelegging. Hvis sporutviklingen skyldes et dårlig dekke, vil ikke dette komme fram hvis man bare har én dekkelegging til grunn. Ved sammenligninger av målinger må det kontrolleres at samme beregningsmetode for spordybde er benyttet, for å få rett sammenligningsgrunnlag.

IRI benyttes normalt sett ikke ved bedømming av forsterkningsbehov. Dette skyldes at det er store usikkerheter i sammenligning av IRI fra år til år, man ser tilfeldige variasjoner i IRI-resultatene i forhold til det som forventes i årlig endring. Det er også knyttet en del usikkerheter til måletidspunkt, i hvor stor grad variasjoner skyldes telehiv, etterkomprimering av granulære materialer m.m.

Hvis IRI skal benyttes, bør det benyttes glidende snitt for hver 100 meter, for å minske de tilfeldige variasjonene.

A 3.2.3 Annet

I tillegg til NVDB og PMS 2010 finnes det flere registre som inneholder relevante data. Disse registrene går i hovedsak på geologi, geoteknikk, vær og klima.

I Statens vegvesens Rapportweb ligger det inne geotekniske og ingeniørgeologiske rapporter som er utarbeidet av/for Statens vegvesen, samt forsterknings- og dimensjoneringsnotater.

Norges Geologiske Undersøkelser (NGU) har på sine hjemmesider flere kartløsninger som bør benyttes. Ved få eller manglende oppgravingsdata, kan f.eks. «Kvartærgeologisk løsmassekart» være godt til hjelp for bedømming av variasjoner av og type grunnforhold. «Berggrunnskartet» sammen med «Grus og pukkdatabasen» kan også i noen tilfeller benyttes til å vurdere bergets egnethet til bruk i overbygningen. Nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG) inneholder data fra utførte geotekniske undersøkelser. En del kommuner har i tillegg bygd opp egne kartløsninger over tidligere grunnundersøkelser, både av undergrunn og i en del tilfeller av vegoverbygning.

Det finnes flere nettsider og kartløsninger som omtaler vær- og klimadata som kan benyttes:

- www.senorge.no: Observasjoner av vær og klimadata (både historiske og sanntidsmålinger per dag). Kartløsning for visning av f.eks. temperatur, teledybde, snødybde og grunnvannstand.
- www.seklima.met.no: Meteorologisk institutts vær- og klimadata, både for historiske og sanntidsmålinger fra værstasjoner. Nedlastbare datasett for observasjoner på temperatur, nedbør (IVF kurver, pr dag etc.), snødybder m.m.
- [Årsmiddeltemperaturkart](#): Kartløsning for visning av årsmiddeltemperatur.
- [Frostmengdekart](#): Kartløsning for 10 og 100 års frostmengder.

I visse tilfeller vil det være ønskelig å se historiske bilder fra området, hjelpemidler kan da være [Norge i bilder](#), [NVE atlas](#), [Finn kart](#) eller [Google maps](#).

A 3.3 Forundersøkelser

A 3.3.1 Skadekartlegging (befaring)

Kartlegging av dekkeskader utføres best ved befaring av strekningen. Dekkeskader er viktige i vurderingen av sannsynlige skadeårsaker. Det er først og fremst skader i hovedgruppene sprekker, krakelering og ujevnheter som bør registreres nøye.

Kartlegging av dekkeskader kan baseres på reglene og opplegget i V261 *Skadekatalog for bituminøse vegdekker* [21]. Det finnes også systemer som registrerer skader ut fra bilder og bruk av kunstig intelligens.

Ved vurdering av de fleste typer dekkeskader må vegdekkets alder inngå i vurderingsgrunnlaget. Sprekker og krakelering i et dekke som er 20 - 25 år gammelt, er som regel mindre alvorlig enn sprekker og krakelering i et dekke som er noen få år gammelt. Dette betyr også at et «nylagt» dekke kan gi et feilaktig inntrykk av vegens bæreevne ved at det f.eks. tar noen år før refleksjonssprekkene fra underliggende gammel asfalt kommer til overflaten på det nye dekket. Et vegdekke bør derfor minst være 5 år gammelt for at man skal få et noenlunde pålitelig bilde av de skader som bør inngå i grunnlaget for planlegging av forsterkningstiltak. Tidligere års vegbilder, Google maps e.l. kan også være en viktig del av grunnlaget.

A 3.3.2 Tilstand på drens-system (befaring)

Forsterkning av en veg bør alltid inkludere en kartlegging av og ev. utbedring av dreneringen og overvannshåndteringen langs vegen. Samtidig med registrering av drens-systemets beskaffenhet må man også vurdere om vegen har fått skader som skyldes mangelfull drenering.

Kartlegging av tilstand på drens-system utføres best ved befaring av strekningen. Befaring for å klarlegge vegens dreneringssituasjon omfatter åpen og lukket drenering, grøfter for overvann (inklusive terrenggrøfter, bortledningsgrøfter og nedføringsrenner), kummer og stikkrenner både på tvers av vegen og gjennom avkjørsler.

Ved kartlegging av vegens dreneringssituasjon er det aktuelt både å vurdere grøftenes tilstand med tanke på behov for grøfterensk samt ev. behov for utbedringer av selve grøfteprofilen. Dersom det er aktuelt å utføre tiltak i grøft eller grøfteskråninger, må man vurdere behovet for å sikre skrånningene mot utglidning og erosjon.

Fjerning av torvkanter må iverksettes der dette ansees som kritisk for vegens bæreevne og tilstandsutvikling.

Dersom vegholder har et eget program for utbedring av drenering og overvannshåndteringen på vegnettet, bør disse arbeidene samordnes med forsterkningsplanen.

Befaringen bør omfatte følgende punkter:

- En vurdering av overvannsgrøftenes utforming og tilstand. Dette omfatter både grøftenes tverrsnittsform, dybde og fall i grøftas lengderetning. Eventuelt stillestående vann i grøfta registreres.
- En vurdering av skjæringsskråningenes stabilitet og risiko for utglidninger og erosjon.
- Vurdering av forhold som kan lede vann inn i vegkroppen. Eksempelvis oppstikkende berg i grøfta, tette stikkrenner i avkjørsler, terskler eller erosjon/gjentetting av grøfta.
- Stikkrenner på tvers av vegen bør sjekkes inkl. tilstand på inn- og utløp, om stikkrenna er fylt med masser og om det er deformasjoner eller andre forhold som tilsier at det er behov for utskifting før vegen forsterkes. Overdekning på stikkrenna bør også sjekkes. Telehivsproblematikk må også vurderes (ev. behov for utkiling etc.).
- Det må undersøkes om det er sammenhenger mellom tilstand på drenering og med unormalt stor sporutvikling eller dekkeskader.

A 3.3.3 Laserskanning

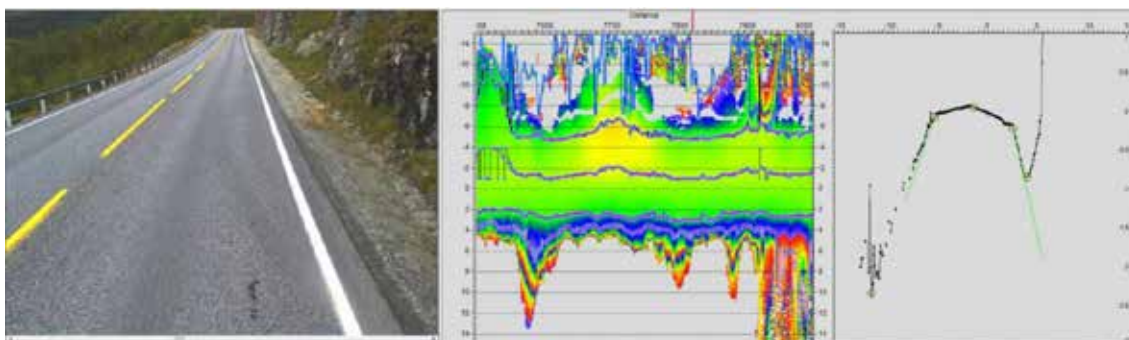
Laserskanning er en metode der avstand beregnes ut fra tiden det tar for en laserstråle å bevege seg fra laserskanneren til målet og tilbake. Når vinkelen til laserstrålen er kjent, og den blir sendt ut i forskjellige retninger fra et kjøretøy i bevegelse med kjent posisjon, er det mulig å lage et tredimensjonalt (3D) bilde av overflaten til veien og dens omgivelser, ofte kalt en punktsky. I punktskyen kan det være millioner av punkter der hvert punkt har en x-, y- og z-koordinat. I tillegg samles det inn informasjon om refleksjon og utstråling fra overflatene. 360-graders bilder kan også legges opp på punktskyen for få et 3D-bilde av omgivelsene (inkludert stedfesting og annen informasjon, f.eks. avstand til eller størrelse av objekter).

Resultater fra laserskanning kan brukes på flere forskjellige måter i tilstandsregistrering av veg. I punktskyen kan man måle avstander og se strukturer som kan være skult for det blotte øyet. Et tverrprofil av vegen kan gi god informasjon om veg- og grøfteprofil. Ved videre behandling av data kan man beregne for eksempel vegbredde, spordybde, grøftedybde o.l. Når andre tilstandsdata blir kombinert med laserskannerdata, kan dette gi god informasjon for analyse av skadeårsaker.

Eksempler på hvordan laserskanning kan være til hjelp i vurdering av tilstanden på drencsystemet er vist i figur A3.5 og figur A3.6.



Figur A3.5 Eksempel på bruk av laserdata til å vurdere mulige årsaker til sporutvikling pga. manglende drenering. Midt i bildet sees en bergknaus som sannsynligvis leder vann inn i vegkroppen og forårsaker spordannelse (mørkere farge = dypere spor). [35]



Figur A3.6 Eksempel på beregning av grøftedybder fra laserskanning. I midten: Høydedata med digitale vektorer. Til høyre: Tverrsnitt av laserdata, høydedifferansen mellom skulderkant og grøftebunn gir grøftedybden. [36]

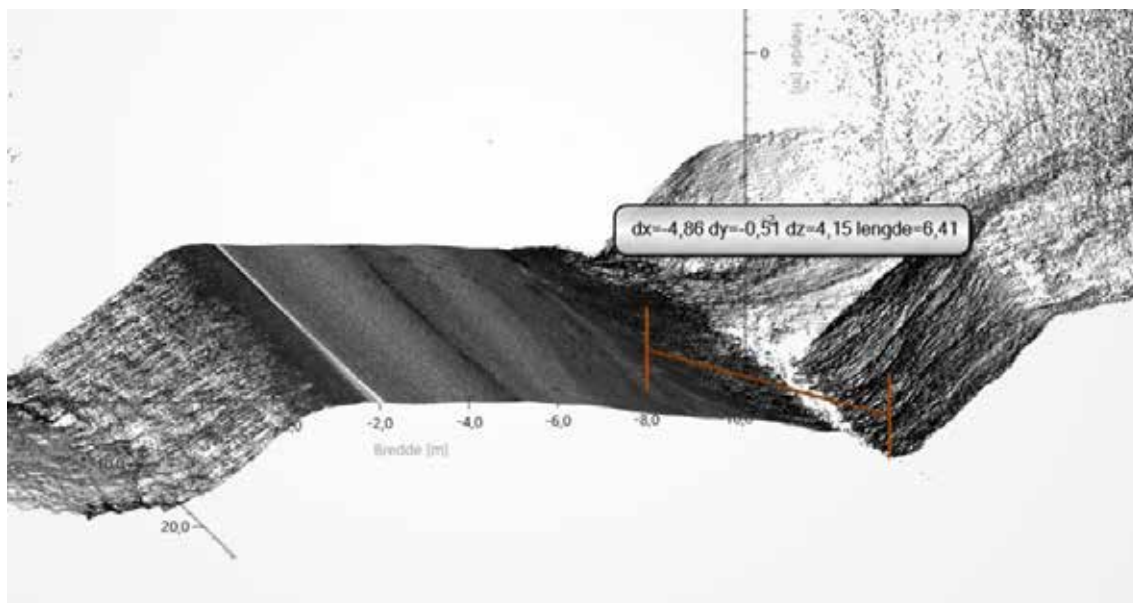
Kvaliteten og prisen på systemer for mobile laserskannere varierer, men de kan grovt klassifiseres i to kategorier:

- a) Svært effektive systemer med høy nøyaktighet
- b) Billigere systemer som har redusert evne til å måle avstander og mindre nøyaktighet

Nøyaktigheten av en laserskannermåling kan også reduseres av faktorer som støv, regn, tåke eller snø. Høy vegetasjon kan også forhindre at systemet måler på den faktiske jordoverflaten. Det finnes verktøy for å filtrere bort vegetasjon, men generelt er det en fordel å utføre undersøkelsene om våren, før vegetasjonen har begynt å vokse.

ViaPPS er navnet på utstyret som benyttes av Statens vegvesen til spor- og jevnhetsmålinger, vegbilder og tverrfallsmålinger i Norge. Dette utstyret inkluderer laserskanning av veg og omgivelser. Laserdata som innhentes med ViaPPS-utstyr kan konverteres til .las/.laz-format og importeres i ulike programvarer for videre analyse.

Ved hjelp av ViaPPS Desktop kan dataene analyseres over kortere avstander, og man kan gjøre målinger i punktskyen, for eksempel for vegbredde, grøftedybde eller størrelse på svanker. Figur A3.7 viser eksempel på måling av grøftedybde i ViaPPS Desktop.



Figur A3.7 Eksempel på måling av grøftedybde i ViaPPS Desktop, $dy = 0,51$ m.

ViaPPS desktop inneholder også en egen modul for kartlegging av sprekker. Metoden her går i korthet ut på å dele inn hvert kjørefelt i fem seksjoner i kjørefeltets bredde. Systemet angir hvorvidt det er en sprekke med bredde 5 mm eller mer i den enkelte seksjon. Det gjør at man enkelt kan få en oversikt over hvor stor del av strekningen det er detektert sprekker på. NB! Kartleggingen sier ingenting om *alvorlighetsgraden* på sprekken, men kun at det er detektert minst én sprekke.

ViaPPS desktop er et spesialprogram, der det kreves at bruker har gyldig lisens. I de fleste tilfeller anbefales det derfor å kun benytte seg av data fra NVDB og PMS 2010.

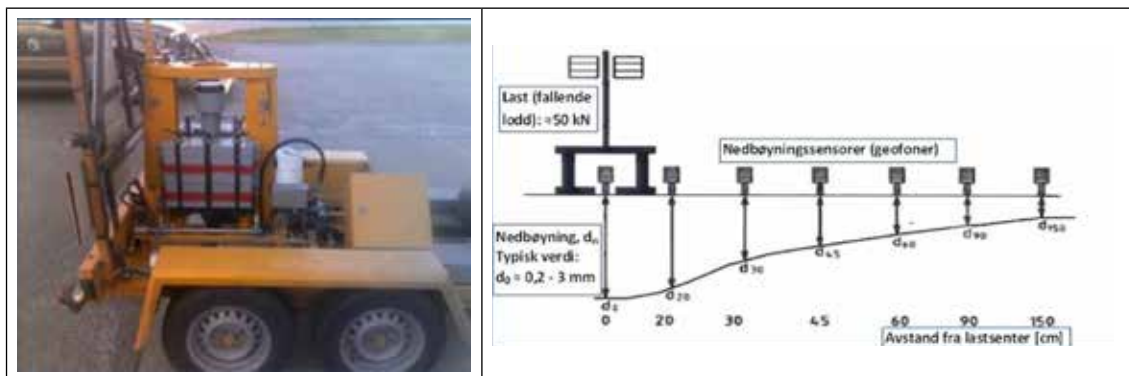
A 3.3.4 Bæreevnmåling (nedbøyningsmåling)

Måling av vegens bæreevne utføres som regel ved at man belaster vegens overflate og registrerer nedbøyingene som dette medfører. Av dette kan man beregne bæreevnen og andre parametere som beskriver vegoverbygningens egenskaper med tanke på å tåle belastninger.

Det finnes flere ulike metoder for å måle nedbøying. De vanligste er fallodd/Falling Weight Deflectometer (FWD), Traffic Speed Deflectometer (TSD) og Rolling Weight Deflectometer (RWD).

Nedbøyningsmåling med fallodd

Nedbøyningsmålinger med fallodd er beskrevet i R211 «Feltundersøkelser» [13]. I prinsippet består målingen av at en plate med gitt diameter senkes ned på vegoverflaten. Deretter heves et lodd og slippes ned på platen. Kraften på platen registreres av en lastcelle, og geofoner registrerer nedbøyingen i μm på vegdekket i forskjellig avstand ut fra lastsenteret (nedbøyningsbassenget). I Norge benyttes fallodd med 300 mm platediameter, med lodd og fallhøyde slik at maksimal belastning på platen er i størrelsesorden 50 kN. Vanlig praksis i Norge er å foreta falloddsmålinger med 50 meters avstand i hvert kjørefelt, og med 25 meters forskyvning mellom målepunktene i de to kjørefeltene.



Figur A3.8 Falloddsmåler og prinsippsskisse for måling av nedbøyningsbasseng. Verdiene for d_x er nedbøying i μm der x er avstand fra lastsenter i cm. [8]

Målt kraft og nedbøyninger gir et godt bilde av vegoverbygningens stivhet og evne til å tåle trafikkbelastninger. Små nedbøyninger indikerer at lagene i overbygningen har god lastfordelende evne slik at de tåler påkjenningene. I tillegg til de totale nedbøyninger gir nedbøyningsbassengets form en informasjon om hvor i vegoverbygningen man har de største svakheter.

Beregning av bæreevne fra falloddsmålinger

I Norge er det vanlig å beregne bæreevnen i tonn. Bæreevnen i tonn beregnes etter følgende formelverk [13]:

$$\text{Bæreevne på grusveg: } B_{grus} = 11 \cdot \left(\frac{225 \cdot p}{d_0 \cdot 150} \right)^{0,6} \cdot \left(\frac{50}{\text{ÅDT}_T} \right)^{0,072}$$

$$\text{Bæreevne på asfaltert veg: } B_{asfalt} = 11 \cdot \left(\frac{E_{dim}}{200} \right)^{0,6} \cdot \left(\frac{50}{\text{ÅDT}_T} \right)^{0,072}$$

$$E_{dim} = \frac{110 \cdot p}{\sqrt{d_0 \cdot (d_0 - d_{20})}} \text{ [MPa]}$$

hvor E_{dim} = Dimensjonerende overflatemodul (MPa)

p = maksimalverdien for flatetrykket mot overflaten på platen (MPa)

(50 kN og platediameter 300 mm gir $p = 0,707$ MPa)

d_0 = nedbøyningen for geofonen i lastsenteret (mm)

d_{20} = nedbøyningen for geofonen plassert 20 cm ute fra lastsenteret (mm)

ÅDT_T er andel tunge kjøretøy

For ikke å komme ut med urealistiske bæreevneverdier på lavtrafikkerte veger, anbefales det å sette ÅDT_T til minimum 30.

Norske veger bygges for 10 tonns helårsbæreevne. Imidlertid vil overstående bæreevneformel som brukes i dag som regel gi en målt bæreevne >20 tonn på veger som er bygget iht. til dagens vegnormaler. Eldre veger vil typisk ha målt sommerbæreevne på 10-14 tonn.

Det er derfor viktig å være oppmerksom på at målt 10 tonns bæreevne ikke nødvendigvis er tilstrekkelig for at vegen skal ha en tilstandsutvikling lik nybygde veger etter dagens normaler. Dette også fordi nybygde veger ofte har levetidsfaktorer i området $f = 1,8 - 2,0$.

Falloddsmålinger kan også danne grunnlag for å bestemme forsterkningsbehovet (F_{diff}), se kapittel A6.

Gyldighet og kalibrering av falloddsmålinger

Måleresultatene er bare gyldige for de forhold som er på vegen på måletidspunktet. Både temperaturen i asfaltlagene og vanninnholdet i de granulære materialene har innvirkning på resultatene fra falloddsmålingene. Asfaltens stivhet påvirker resultatene slik at målinger en varm sommerdag vil gi større nedbøyninger enn målinger i kaldt vær. Det er derfor anbefalt at målingene inkluderer registrering av dekketemperatur. Anbefalt temperaturområde for målinger er 0-30 °C (dekketemperatur).

En vegoverbygning med telefarlig forsterkningslag kan ved måling om sommeren, etter en lang periode med lite nedbør, få nedbøyningsdata som indikerer svært god bæreevne, bedre enn når materialene har et mer normalt vanninnhold. I forhold til teleløsningsperioden, som er den kritiske med hensyn til vegens bæreevne, kan forskjellen være svært stor. God tolkning av falloddsmålingene krever derfor at man kombinerer selve nedbøyningsdataene med informasjon om materialene i grunnen og i overbygningen, samt temperatur og nedbørsforhold ved måletidspunktet og i tiden før målingene ble utført. Til denne vurderingen er historiske klimadata nyttige. Fra senorge.no kan man for eksempel finne grunnvannstilstand for en spesifikk dato. Relevante klimadata fra værstasjoner kan finnes fra seklima.met.no.

Temperaturkalibrering av målingene bør utføres hvis man skal sammenligne målinger gjort på forskjellige tidspunkter. En enkel korreksjon for bæreevne kan gjøres med formelen nedenfor [24]:

$$B_{\text{Temp.korr.}} = \frac{B}{1,3 - 0,015 \times T}$$

hvor T = dekketemperaturen midt i dekket (°C)

Korrigert bæreevne knyttes til referansetemperatur $T_r = 20$ °C

Resultatene ved bruk av denne formelen bør kun brukes til sammenligning av målinger og ikke som et mål på absolutt bæreevne. For andre modeller for temperaturkorreksjoner, se [17].

Kraftkalibrering av målingene bør utføres dersom registrert kraft avviker vesentlig (± 5 kN) fra normalbelastningen på 50 kN. Ved kraftkalibrering kan nedbøyningene for hver geofon normaliseres lineært mot normalbelastningen [17]. Eksempel: Hvis lasten er 42 kN må nedbøyningene multipliseres med faktoren $50/42 = 1,19$ for å få normaliserte nedbøyninger.

Tolking av falloddsdata

Det er anbefalt å analysere resultatene fra målingene både med hensyn til bæreevne i tonn, krumningstall og forskjellige uttrykk for nedbøyningsbassengets form.

Krumningstallet kan brukes som et grunnlag for å vurdere hvor høyt opp i vegfundamentet de største svakheter ligger:

$$K = \frac{d_0}{d_0 - d_{20}}$$

- Dersom $K > 5$ antas de største svakheter å ligge i forsterkningslaget eller i grunnen.
- Dersom $3 < K < 5$, antas de største svakheter å ligge i bærelaget eller forsterkningslaget.
- Dersom $K < 3$, antas de største svakheter å ligge i bærelaget eller dekket.

Ut fra verdien på de ulike geofonene kan man utlede relativ styrke i ulike deler av konstruksjonen.

Surface Curvature Index (SCI) beskriver styrken i øvre del av vegkroppen, typisk i dekke/bærelag:

$$SCI = d_0 - d_{20}$$

Base Curvature Index (BCI) beskriver styrken i nedre del av vegkroppen, typisk forsterkningslag/undergrunn:

$$BCI = d_{90} - d_{120}$$

Horisontal tøyning i underkant av asfalten beskriver hvor utsatt vegdekket er for utmatting og påfølgende oppsprekking og krakelering. Tøyningen (ϵ_a) kan beregnes vha. formelen nedenfor [30]. Vær oppmerksom på at den kun er gyldig for asfaltdekker med tykkelse 75-200 mm.

$$\epsilon_a = 37,4 + 0,988 \cdot d_0 - 0,553 \cdot d_{30} - 0,502 \cdot d_{60}$$

En vurdering av undergrunnens E-modul (E_u) kan gjøres ut fra nedbøyningen i geofon d_{90} :

$$E_u = \frac{52000}{d_{90}^{1.5}}$$

Verdiene utledet fra falloddsmålingene gir ikke noe uttrykk for vegoverbygningens absolutte styrke og kan ikke regnes om til et forsterkningsbehov, men de er nyttige indikatorer når man skal finne mulig skadeårsak og deretter velge riktig tiltak. Som en veiledning i tolking av verdiene kan man benytte klassifiseringen i tabellene A3.3-A3.5. Det finnes også flere parametere fra nedbøyningsbassenget som kan brukes til vurderinger av styrken i vegoverbygningen, se [17] for flere detaljer.

Tabell A3.3 Klassifisering av styrke i øvre del av overbygningen (dekke/bærelag) vha. SCI-verdier for vegger med asfalt- eller grusdekke. [31]

Klassifisering SCI ($d_o - d_{20}$)	Veg med normal asfalt	Veg med krakelert asfalt ¹⁾ og grusveg
God	< 120	< 180
Akseptabel	120-200	180-250
Mulig problematisk	200-250	250-300
Dårlig	250-400	300-600
Meget dårlig	> 400	> 600

¹⁾ Alvorlighetsgrad klasse M eller H og utbredelse 2 eller 3 iht. [21]

Tabell A3.4 Klassifisering av styrke i nedre del av overbygningen, (forsterkningslag/undergrunn) vha. BCI-verdier for vegger med asfalt- eller grusdekke. [31]

Klassifisering BCI ($d_{90} - d_{120}$)	Veg med normal asfalt	Veg med krakelert asfalt ¹⁾ og grusveg
God	< 10	< 10
Akseptabel	10-30	10-30
Mulig problematisk	30-40	30-60
Dårlig	40-60	60-120
Meget dårlig	> 60	> 120

¹⁾ Alvorlighetsgrad klasse M eller H og utbredelse 2 eller 3 iht. [21]

Tabell A3.5 Grenseverdier for vurdering av horisontal tøying i underkant av asfalt (ϵ_a). [32]

Klassifisering	ϵ_a
Meget god	< 100
God	100-200
Akseptabel	200-300
Mulig problematisk	300-400
Dårlig	400-600
Meget dårlig	> 600

Falloddsmålinger kan være nyttige for å finne partier som er dårlige, men som ennå ikke har synlige skader. For eksempel vil mikrosprekker som reduserer vegdekkets lastfordelende egenskaper vesentlig ikke kunne oppdages visuelt, men komme frem på falloddsmålinger ved hjelp av å se på SCI-verdien.

Et alternativ til disse forenklete uttrykkene er en full tilbakeregning av E-moduler i grunnen og i de forskjellige lagene i overbygningen. En tilbakeregning krever nøyaktige data for lagtykkelser, noe som i praksis innebærer en kobling mellom falloddsmålinger og tykkelsesmålinger med georadar. Tilbakeregning av E-moduler for materialene i grunnen og for lagene i vegoverbygningen har i liten grad vært anvendt i Norge. De fleste vegene med forsterkningsbehov har mange forskjellige lag i overbygningen og lagtykkelsene varierer mye. Det er også en betydelig utfordring med hensyn til å bruke resultater fra målinger utført om sommeren eller høsten for å vurdere materialegenskapene for den kritiske teleløsningsperioden. I spesielle tilfeller kan imidlertid tilbakeregning til E-moduler være nyttig, men det er ikke omtalt videre i denne veiledningen.

For ytterligere litteratur som gjelder bruk av falloddsmålinger, se [17] og [18].

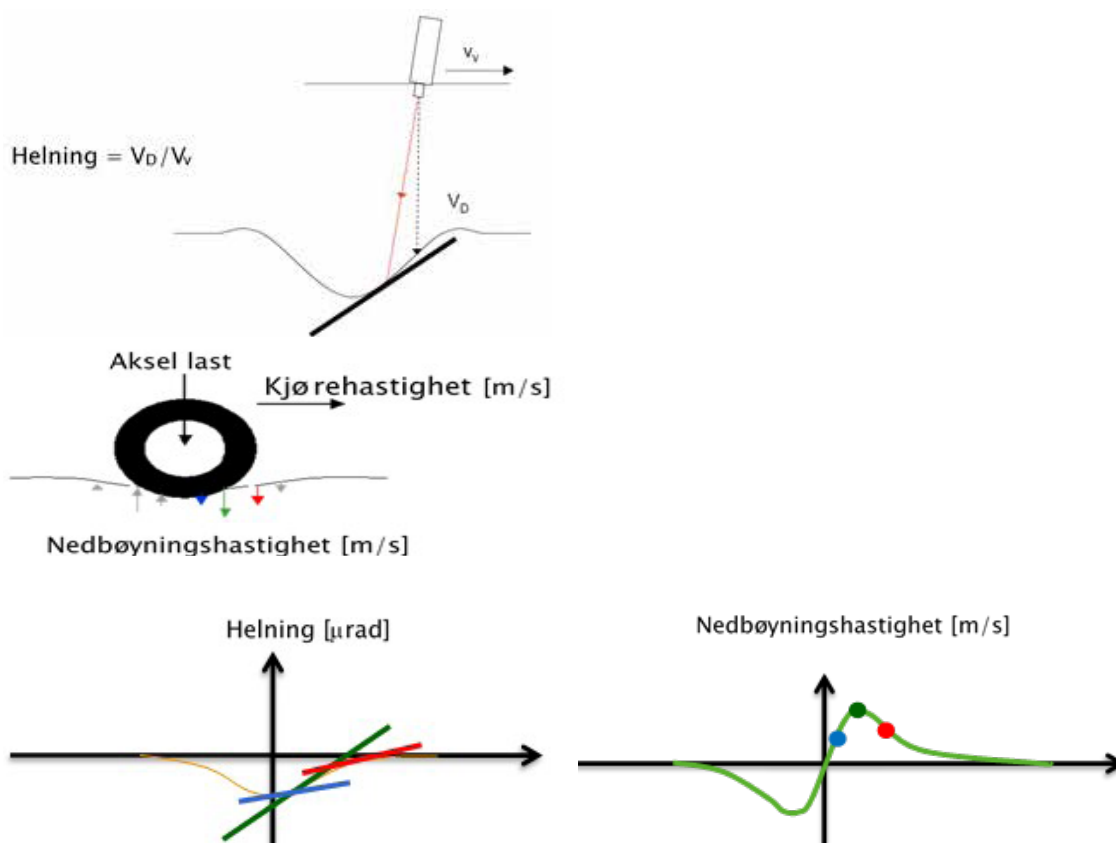
Kontinuerlig nedbøyningsmåling med TSD

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



Figur A3.9 Traffic Speed Deflectometer – TSD. [8]

TSD består av en enakslet trailerhenger og trekkvogn. Trailerhengeren gir en aksellast på 10 tonn, som fordeles på to tvillinghjulsett. I hengeren er det montert lasere på en bjelke i gitte avstander fra lastsenteret, som måler dekkets nedbøyningshastighet. Ved hjelp av dopplereffekten, Euler-Bernoullis bjelkeligning og en kurvetilpasning utviklet av Greenwood kan nedbøyningshastighetene beregnes om til nedbøyningsverdier [15].



Figur A3.10 Skisse av virkemåte TSD. [15]

I forbindelse med TSD-målinger i Statens vegvesen Region øst, ble bæreevneformelen for fallodd tilpasset for TSD målinger [15]:

$$B = 64 \cdot \dot{A}DT_T^{-0,072} \cdot DIM^{-0,6}$$

$$DIM = (10^7 \cdot d_0 \cdot (d_0 - d_{200}))^{0,5} \cdot p^{-1} \cdot a^{-1}$$

hvor p er flatetrykket mot overflaten [MPa]
 d_{xxx} er nedbøyning i xxx mm fra lastsenter [mm]
 a er ekvivalent radius for tvillinghjulenes kontaktflate [mm]
 Ekvivalent radius for tvillinghjulenes kontaktflate baseres på formelen:

$$a_{ekv} = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \text{ der } A = \frac{P_{aksel}}{2 \cdot p} \quad \text{Eks: } P_{aksel} = 98\,100 \text{ N og } p = 0,82 \text{ MPa gir } a = 138 \text{ mm}$$

I formelen for DIM er konstanten rundet opp av praktiske formål, i forhold til referanse [15]. $\dot{A}DT_T$ anbefales å sette til minimum 30.

TSD-målingene blir presentert som midlede verdier over en valgt veilengde. Veilengden det midles over vil være avhengig av hvor homogen strekningen er, da lengre midlingslengde vil medføre at variasjoner og lokal informasjon forsvinner. Normalt rapporteres det for hver 10 meter.

Bæreevne beregnet fra fallodd og TSD er sammenlignbare, men det er større usikkerheter knyttet til TSD-målingene.

Kontinuerlig nedbøyningsmåling med RWD

Rolling Weight Deflectometer (RWD) er utviklet av danske Dynatest, og eies nå av Rambøll. Utstyret som går under navnet Raptor (Rapid Pavement Tester) består av en enakslet trailerhenger og trekkvogn.



Figur A3.11 RAPTOR Rolling Weight Deflectometer.

Trailerhengeren er bygd opp slik at den kan gi variabel aksellast i området 6-10 tonn.

Vegoverflaten skannes av tolv linjelasere som er hengt opp på en bjelke med gitte avstander fra lastsenteret (figur A3.12). Ut fra de målte nedbøyningsverdiene modelleres et nedbøyningsbasseng og det beregnes E-moduler. Disse E-modulene brukes så for å simulere hva et fallodd av typen Dynaflect ville ha målt på denne konstruksjonen. Siden det produseres fallodd-ekvivalente nedbøyninger kan bæreevneformelen for fallodd benyttes for å beregne bæreevnen. Tester har vist en god korrelasjon ($R^2 = 0,8-0,9$) mellom RWD og fallodd. RWD-målingene blir normalt presentert som median-verdier over 10 meter.

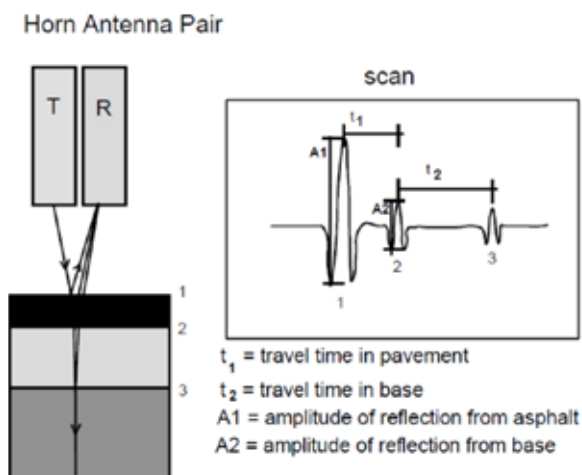


Figur A3.12 Lasermålere montert på en bjelke, måler nedbøyningen på veioverflaten i ulik avstand fra hjulet som belaster veien. Illustrasjon: Rambøll

A 3.3.5 Georadar

Georadar (Ground Penetrating Radar – GPR) er utstyr som kan kartlegge lagdelingen i en vegkonstruksjon og/eller i grunnen ved hjelp av elektromagnetiske bølger på UHF- og VHF-frekvenser. Georadaren måler tiden det tar fra en puls er sendt ut til den kommer tilbake igjen etter å ha vært reflektert fra ulike overflater med forskjellige elektriske egenskaper. Utbredelsen av disse bølgene avhenger av materialenes dielektrisitetverdi (øker med vanninnhold) og elektriske ledningsevne (øker med ioneinnhold). Den dielektriske verdien er mest avgjørende for hvor langt signalet vil nå inn i materialet og hvor stort energitap de elektromagnetiske bølgene har.

Figur A3.13 viser prinsippet for virkemåten til en georadar. Tabell A3.6 viser den dielektriske verdien til forskjellige materialer.



Figur A3.13 Prinsippskisse over virkemåten til en georadar. [38]

Tabell A3.6 Dielektrisk verdi for ulike materialer. [38]

Materiale	Dielektrisk verdi
Luft	1
Destillert vann	80
Ferskvann	80
Is	3 – 4
Tørr sand	3 – 5
Vannmettet sand	20 – 30
Silt	5 – 30

Den viktigste fordel med georadar er det kontinuerlige bildet den gir av vegkonstruksjonen og undergrunnen. En annen fordel er at undersøkelsene kan utføres i tilnærmet trafikkfart slik at de ikke forstyrrer annen trafikk.

Georadar vil kunne gi informasjon om lagtykkelser og til en viss grad hvilke type materialer lagene består av og deres kvalitet basert på dielektrisk verdi. Videre vil man kunne finne bl.a. grunnvannsnivå, frostdybde, stikkrenner, rør og kabler, bergoverflate og dybde av myr (med visse begrensinger i dybdevirkning). For å øke nøyaktigheten og få bedre tolking av data vil det være nødvendig å ha noen oppgravingsprøver som kan brukes til kalibrering.

Det finnes mange typer georadarutstyr. Frekvenser og oppsett av utstyret må tilpasses målet med den aktuelle jobben. Normalt vil man ved undersøkelser av eksisterende veg benytte en høyfrekvent luftkoblet antenne (1-2 GHz) som gir god oppløsning i de øvre lag (ned til 0,5 m dybde), og en lavfrekvent jordkoblet antenne (200-400 MHz) som gir god nedtrengning i undergrunnen (ned til 1,5-4,0 m dybde), men da med lavere oppløsning.

**Figur A3.14** Georadarantenner. (Foto: Haris Brcic)

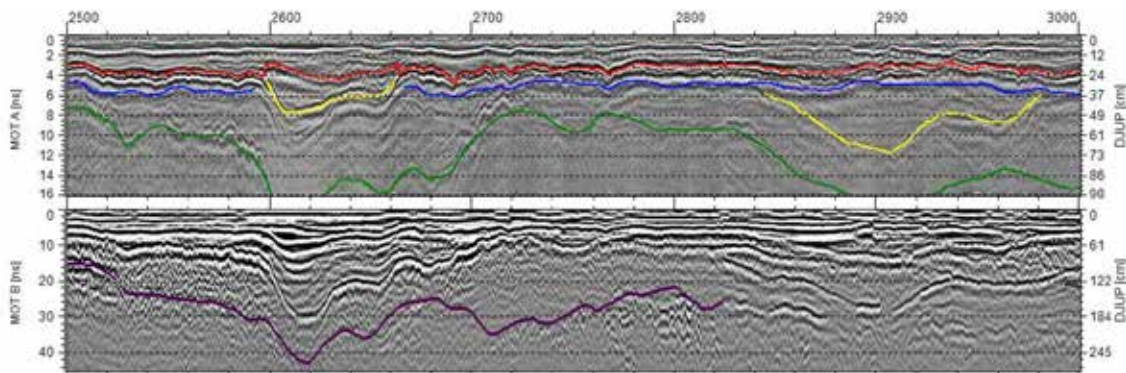
Jordkoblet

Luftkoblet

Oppløsningen avhenger av frekvens og dielektrisk verdi på materialet. Med en 1000 MHz antenne og dielektrisk verdi på 7 vil vertikal oppløsning være ca. 7 cm (dvs. at lag tynnere enn 7 cm ikke oppdages). Høyeste oppløsning man kan oppnå med luftkoblet antenne er i praksis 2-3 cm. Nøyaktigheten i tykkelser ved georadarmålinger er +/- 10 %. Ved kalibrering mot oppgravingsprøver kan nøyaktigheten økes til +/- 5 %.

For utfyllende informasjon om georadar til bruk i forsterkning av veg, se [37].

Det er greit å være klar over begrensningene, slik som oppløsning ved tynne lag og begrenset nedtrengningsdybde i våte/tette lag slik som myr og leire. Hvis det er små forskjeller i egenskaper mellom de ulike materialene i vegoverbygning og/eller undergrunn kan også refleksjonene bli svake og utydelige.



Figur A3.15 Eksempel på ferdigtolket datasett fra georadar. Målinger med høyfrekvent antenne (øverst) og lavfrekvent antenne (nederst) på samme strekning. Rød linje = tolket bunn av asfalt, blå linje = tolket bunn av ubundet bærelag, gul linje = tolket risiko for sandwich-konstruksjon (gammelt asfaltlag nede i vegoverbygningen), grønn linje = tolket bunn av forsterkningslag/fylling, lilla linje = tolket bergoverflate. [39]

A 3.3.6 Oppgraving

God kunnskap om materialene og lagtykkelser i overbygningen og egenskapene til materialene under planum er svært viktig for riktig planlegging og dimensjonering av forsterkningstiltak. I de fleste tilfeller vil dette kreve oppgravingsdata. Uttak av prøver og analyser av materialer fra overbygningen og i grunnen er relativt tidkrevende og kostbart. Av den grunn er det viktig at oppgravningene planlegges nøye. Falloddsmålinger og georadarmålinger, registrerte dekkeskader og spormålinger vil gi info om hvor de svakeste punktene er og dermed hvor det er fornuftig å utføre oppgravninger. Det vil normalt være behov for oppgravingsprøver i 3-4 punkter per km veg på de svakeste deler av vegen.

Prøvetaking i veg er beskrevet i R211 *Feltundersøkelser* metode 2.4.1 og 2.4.2 [13]. Også deler av V222 *Geoteknisk felthåndbok* [14], er relevant for prøvetaking av materialer fra granulære lag i vegoverbygningen og i grunnen. Prøvetakingen kan utføres med gravemaskin eller grunnboringsrigg med naverbor. Det kan også brukes kjernebor for uttak av asfaltkjerner i kombinasjon med prøvetaking av laget like under dekket. En enklere metode for kontroll av dekketykkelser kan være boring med håndholdt bormaskin.

Hver metode har sine fordeler og ulemper, og metode må vurderes ut fra formålet med prøvetakingen, hvilket utstyr man har til disposisjon og hvilke typer masser man forventer å påtreffe. Hvis formålet er å ta prøver dypt, se på endringer i vegens tverrprofil eller få nøyaktig info om lagdelingen i vegkroppen, er graving av snitt med gravemaskin inn fra vegkanten å foretrekke. Hvis formålet er å kontrollere asfalttykkelser og ta prøver av grusbærelag kan kjernebor være tilstrekkelig. Grunnboringsrigg med naver utføres relativt raskt, men gir forstyrrede prøver og lagdeling i vegkroppen er ofte vanskelig å se. Naverbor kan fungere fint for sand eller mer finkornige masser, men kan gjøre det vanskelig å ta ut representative prøver dersom massene er av grov pukk eller kult.

Hvilke analyser som bør utføres, avhenger av materialene. For bituminøse materialer kan dette oppsummeres som følger:

- Det viktigste er å registrere total tykkelse på de asfalterte lagene.
- Når asfaltkjernen består av flere lag, må heften mellom lagene vurderes.
- Har prøven sprekker av betydning, ev. er det lett å få ut løse steiner fra kjernen?
- Dersom fjerning og gjenbruk av gammel asfalt er en sannsynlig del av forsterkningstiltaket, må man vurdere behovet for å analysere de uttatte prøver med hensyn på både bindemiddelinhold og steinmaterialets korngradering.

For granulære materialer vil følgende data normalt være et minimum av ønsket informasjon:

- Tykkelse på de ulike lagene.
- Kornfordeling, inklusive bestemmelse av materialets vannømfintlighet og telefarlighet (15 min hydrometeranalyse er tilstrekkelig).
- Humusinnholdet bør inngå i analysene dersom det er mistanke om humus i materialet.
- En vurdering av kornform og knusningsgrad.
- Hvis det er store steiner i materialet, bør det noteres ned største steinstørrelse.

Se R210 *Laboratorieundersøkelser* [40] for analysemetoder.



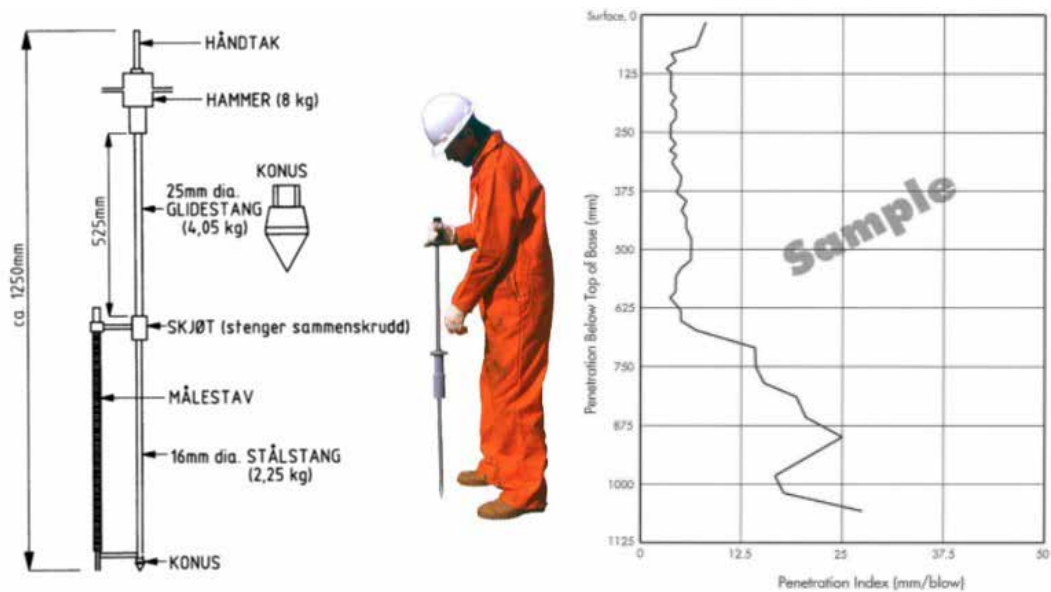
Figur A3.16 Oppgraving, prøvetaking og registrering av lagtykkelser. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

A 3.3.7 DCP

DCP (Dynamic Cone Penetrometer) brukes for å måle skjærstyrken for sand- og grusmaterialer. Utstyret kan være godt egnet for måling av in-situ skjærstyrke for bærelags- og forsterkningslags-materialer i forbindelse med forsterkning av vegger. Utstyret bør ikke benyttes for måling av skjærstyrken for kohesive jordarter eller friksjonsjordarter med stor maksimal steinstørrelse eller en høy andel grovt materiale.

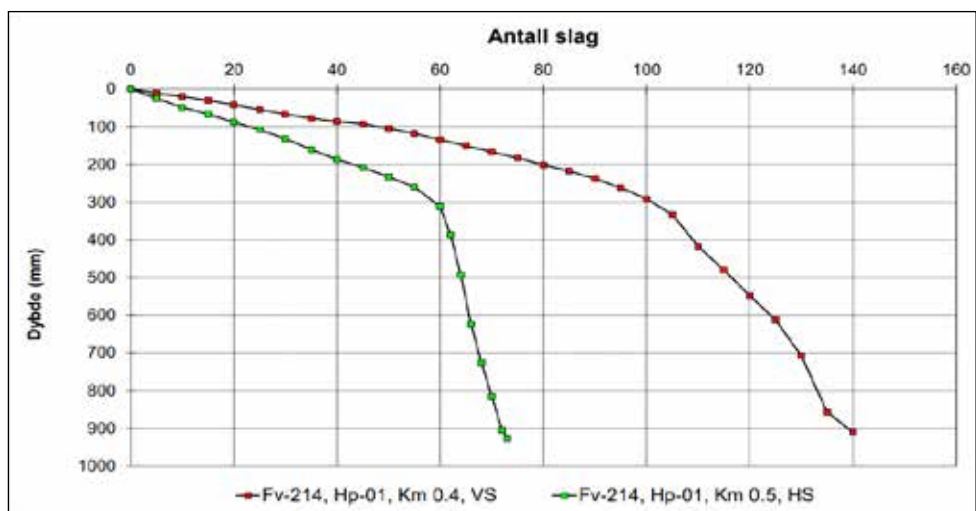
DCP-utstyret består av ei stang med en konus eller spiss i den ene enden. Spissen rammes eller slås ned i grunnen ved at et lodd slippes fra en nærmere definert fallhøyde. Nedtrengningen av spissen registreres. DCP-verdien (mm/slag) beregnes vanligvis for hver 5 cm.

DCP-målinger bør utføres i kritisk periode. I de fleste tilfeller er dette om våren mens det aktuelle laget fremdeles er vannmettet. I enkelte tilfeller kan man også få kritiske forhold om høsten. Dersom det ligger et asfaltlag på toppen, må asfalten fjernes før man utfører DCP-målinger.

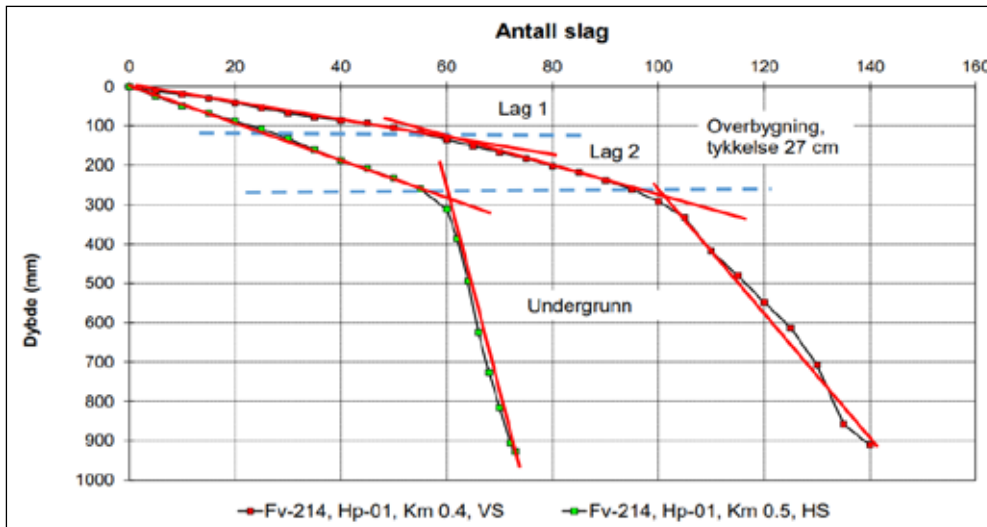


Figur A3.17 Prinsippskisse for DCP samt eksempel på måleresultater (synk som funksjon av dybde). [13]

Figur A3.18 viser to sonderinger for en fylkesveg hvor antall slag er plottet som en funksjon av dybden. Styrken er en funksjon av helningen på grafene. En slak helning indikerer liten synk pr. slag og dermed et fast materiale, og motsatt dersom helningen er bratt. Figur A3.19 viser hvordan disse dataene kan tolkes. Hvert lag har sin styrke og dermed tilnærmet lik synk pr. slag. De deler av kurven som representerer en rett linje utgjør derfor et lag. Som vist i figur A3.19 har vi et lag like under asfalten (lag 1) som er 11-12 cm tykt. Under dette er det et lag 2 hvor helningen er litt brattere og som derfor er litt svakere enn lag 1. Ved om lag 27 cm dybde viser figuren en merkbar endring, og det er tydelig at materialene under er langt svakere enn de to lagene over. Dette er undergrunnen, og DCP-sonderingene viser at tykkelsen for vegfundamentet kun er 27 cm under ev. asfaltlag.



Figur A3.18 Resultater fra DCP-målinger. (III.: Geir Berntsen, Statens vegvesen)



Figur A3.19 Tolkning av DCP-målinger. [8] (Ill.: Geir Berntsen, Statens vegvesen)

Det er utviklet flere empiriske ligninger for sammenhengen mellom DCP og styrkeparameteren CBR (California Bearing Ratio). CBR er en mye brukt parameter i andre dimensjoneringsystemer. Følgende ligning beskriver denne sammenhengen:

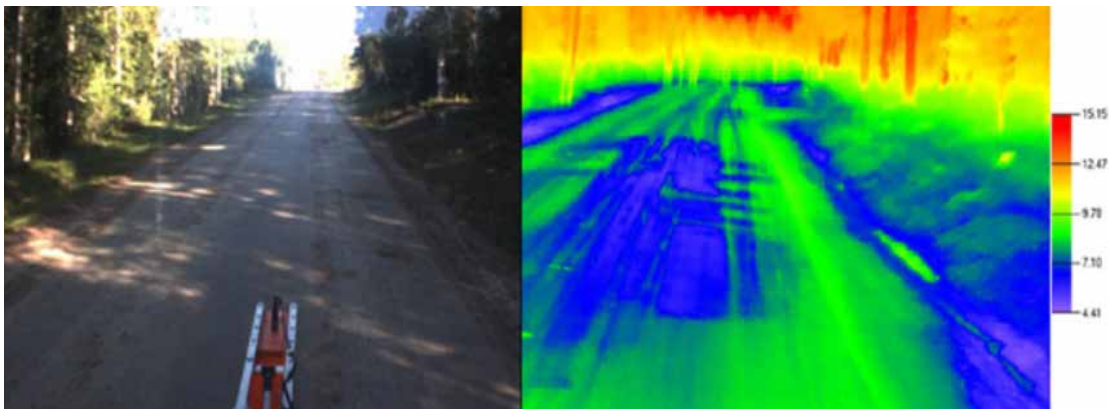
$$\text{Log CBR} = A - B * \text{Log DCP}$$

Parameterne A og B er avhengig av materialet, for sandige og grusige materialer er verdier $A = 2,2$ og $B = 0,71$ ofte brukt.

A 3.3.8 Termisk kamera

Termiske eller varmesøkende kameraer fanger opp temperatur- og temperaturforskjeller i overflaten det måles på. Kameraet måler infrarød stråling med en bølgelengde på 8-12 μm . Moderne termiske kameraer har høy presisjon og kan måle svært små endringer i overflatetemperaturer, helt ned til endringer på 0,05 $^{\circ}\text{C}$.

På grunn av at forskjellig fuktinnhold i vegen vil medføre ulike temperaturer, vil termiske kameraer være meget nyttige i vurdering av drenstilstand, hvorvidt vegkroppen er tørr/våt og endringer i fuktforhold langs vegen kan forklare skader. Figur A3.20 viser hvordan termisk kamera kan avsløre problemområder langs en vegstrekning.



Figur A3.20 Termisk kamera kan avsløre problemområder langs vegen der fuktinnholdet er høyere. Blå farge = kaldere og mer fuktig. [13]

Termisk kamera kan være et veldig effektivt verktøy for å oppdage stikkrenner i avkjørsler og deres tilstand (dvs. godt fungerende eller tette). Kulverter som det er umulig å se i video eller på bilder, kan sees relativt enkelt fra termiske kamerabilder. Vanligvis skiller kulverter seg ut på et termisk kamerabilde som et punkt som er varmere enn omgivelsene. Fuktighet som har blitt pumpet opp under tung trafikkbelastning kan også observeres på termiske kamerabilder, men ikke så lett på video eller bilder.

Temperaturen som er angitt i det termiske bildet er ikke den faktiske temperaturen på vannet, da overflaten av vannet også kan fungere som et speil og reflektere infrarøde bølger fra omgivelsene. Vann som står i bunnen av grøfta skiller seg ut enten som kaldere eller varmere enn omgivelsene.

Fordi resultatene fra målinger av termiske kameraer er veldig følsomme for solstråling, anbefales det at data samles inn etter solnedgang. Den beste årstiden for slike undersøkelser er i mai eller tidlig i juni. Ved tolkning av resultater fra termisk kamera, må man være oppmerksom på andre viktige faktorer som påvirker utstrålingen fra jord og vegbane. Dette kan være skyer, bygninger, vegskjæringer og atmosfæriske forhold. Været (f.eks. temperaturen og luftfuktigheten) kan også ha effekt på målingene.

A 4 Valg av forsterkningstiltak

Valg av forsterkningstiltak baserer seg på flere faktorer. Den viktigste er å velge tiltak ut fra skader og underliggende skadeårsaker. I tillegg kan tilgang på materialer inkl. gjenbruk, forsterkningsbehovets størrelse samt øvrige rammebetingelse som f.eks. behov for endringer i veg-geometrien, behov for grunnerverv, høydebegrensninger e.l. påvirke valget. Mange forsterkningsarbeider krever en kombinasjon av flere typer tiltak for å gi et tilfredsstillende resultat, avhengig av de skader som har oppstått og årsak til skadene.

Noen viktige årsaker til svakhet og dårlig bæreevne er:

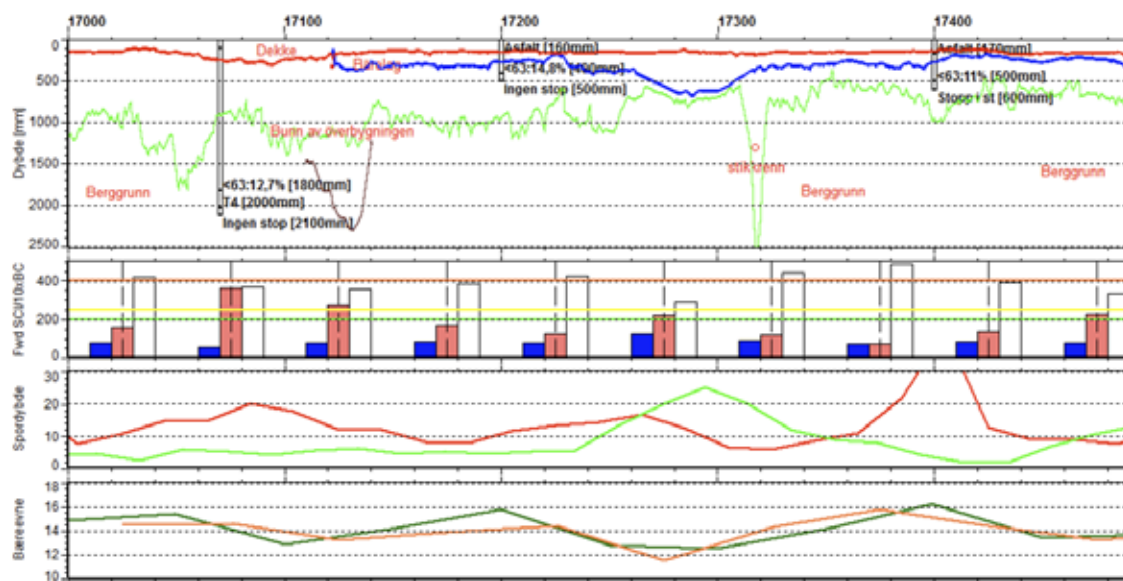
- for tynn overbygning
- mangelfull drenering
- dårlig materialkvalitet i bærelag og forsterkningslag
- for liten lagtykkelse
- for dårlig komprimering
- svak grunn eller dårlig grunnarbeid
- smal kjørebane og ingen eller for smal skulder

A 4.1 Analyse av data for å finne årsakssammenhenger

Levetiden til en veg er definert av dens svakeste ledd. Dette betyr at det er nødvendig å finne og forsterke de svakeste områdene. For å sikre at man gjør riktig tiltak er det viktig å klarlegge de underliggende årsakene til problemene, i stedet for å bare håndtere symptomene. Dette vil sikre at forsterkningen fungerer og forhindre at skader dukker opp igjen kort tid etter at tiltaket er utført.

Ved lite midler til forsterkning er det spesielt viktig å fokusere på de svake områdene. Like viktig som å finne de svake områdene er det å finne de gode områdene som ikke trenger tiltak. Ved hjelp av gode grunnlagsdata kan man optimalisere forsterkningen både med hensyn til hvor det skal forsterkes, og også med hensyn til lagtykkelser. Sammen kan dette gi store besparelser sammenlignet med å gjøre lik forsterkning over hele vegen, og dermed risikere å overdimensjonere deler av vegen mens de svake områdene fortsatt blir for svake.

Ved analyse av data er det viktig å se etter faktorer eller sammenhenger som kan forklare årsakene til skadene vegen har. Det vil være en stor fordel å gjøre en integrert analyse av alle data der de sees i sammenheng. Dette kan enklest gjøres vha. programvare beregnet på formålet (se kapittel A7). Figur A4.1 viser hvordan data kan vises sammen i ett diagram. Sammen med vegbilder gir dette et godt grunnlag for å vurdere årsakssammenhenger.



Figur A4.1 Eksempel på hvordan data kan presenteres i ett diagram. Figuren viser tolkede laggrænser fra georadar sammen med oppgravingsprøver (øverst), SCI-verdi (blå søyler) og BCI-verdi (x10) (røde søyler) fra fall-loddsmålinger (nest øverst), spordybde for begge kjørefelt (nest nederst) og bæreevne i tonn for begge kjørefelt (nederst). (Ill.: Per Otto Aursand)

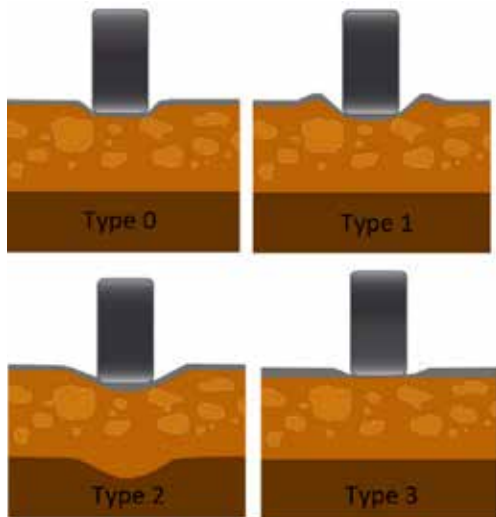
Dekkeskader kan gi mye nyttig informasjon om mulige skadeårsaker. V261 *Skadekatalog for bituminøse vegdekker* [21] inneholder beskrivelser av de mest vanlige skadeårsaker og aktuelle utbedringstiltak. Tabell A4.1 oppsummerer noen av de viktigste skadetyper og skadeårsaker.

Tabell A4.1 Noen typiske skadetyper og tilhørende skadeårsaker på asfaltdekker.

Skadetype	Skadeårsaker
Langsgående sprekker	<ul style="list-style-type: none"> - Telehiv - Breddeutvidelse - Svake kanter/smål skulder - Dårlig dekkeskjøt - Svakheter i bærelag (ved langsgående sprekker i hjulspor) - Svakheter i undergrunn (ved langsgående sprekker mellom eller like utenfor hjulspor)
Tversgående sprekker	<ul style="list-style-type: none"> - Telehiv - Svinn (krymping)
Krakeleringer	<ul style="list-style-type: none"> - Ustabil bærelag (f.eks. vannømfintlighet) - For tynt dekke - Mangelfull drenering
Slaghull	<ul style="list-style-type: none"> - Videreutvikling av krakelering - Lokale feil i materialer eller utførelse
Overflateskader	<ul style="list-style-type: none"> - Dårlig utførelse - Dårlig materialkvalitet - Mekaniske skader - Aldring
Ujevnheter på langs	<ul style="list-style-type: none"> - Telehiv - Setninger - Etterkomprimering
Spor	<ul style="list-style-type: none"> - Svakheter i dekke - Etterkomprimering (sportype 0) * - Svakheter i bærelag (sportype 1) * - Svakheter i forsterkningslag/undergrunn (sportype 2) * - Piggdekkslitasje (sportype 3) *

* Se figur A4.2.

Unormal sporutvikling er ofte utløsende årsak til forsterkning. Spor i vegbanen forårsaket av trafikk kan oppstå av ulike grunner. Det er hovedsakelig fire ulike mekanismer som bidrar til sporutviklingen, disse er vist i figur A4.2.



Figur A4.2 Ulike mekanismer for sporutvikling i vegen. Sportype 0 = etterkomprimering, sportype 1 = skjærdeformasjoner i bærelag, sportype 2 = deformasjoner i undergrunnen og sportype 3 = slitasje pga. piggdekk. [33]

I praksis er spor ofte en kombinasjon av disse, men som regel er en eller to mekanismer hovedårsak til sporutviklingen. Å forstå årsaken til sporutviklingen er viktig for å velge riktig tiltak.

- **Sportype 0:**

Etterkomprimering av materialer kan være årsak til sporutvikling. Denne sportypen er selvstabiliserende, og materialet blir stivere og får bedre lastfordelende evne med tiden etter påsetting av trafikk. Denne typen spor er typisk å finne ved nyanlegg eller etter forsterkning av veg der komprimeringen ikke har vært tilstrekkelig. Etter hvert som trafikken komprimerer materialene, vil sporutviklingen avta og det er normalt ikke behov for forsterkning.

- **Sportype 1:**

I svake granulære materialer kan det oppstå lokal skjærdeformasjon nært opp til overflaten der hjulbelastningen er. Dette fører til opp-pressing av materiale på siden av sporet. Årsaken til dette er utilstrekkelig skjærstyrke i materialene relativt nært til overflaten, typisk i 20-30 cm dybde. Ofte ser man sportype 1 på vegger med tynt asfaltdekke over vannømfintlige (finstoffrike) grusbærelag der materialene mister bæreevne når de er oppbløtte, for eksempel ved dårlig drenering eller i teleløsningsperioden. På overflaten på asfalterte vegger vil sporene sees som samlespor, ofte med langsgående sprekker og/eller krakeleringer i hjulsporet. På vegger med asfaltdekke har denne sportypen en akselererende utvikling når dekket sprekker opp og gir økt tilgang på vann i bærelaget. Vha. SCI-verdier fra falloddsmålinger kan man avdekke om det er fare for sportype 1. Ved SCI-verdier > 200 vil vegen kunne få denne skadetypen.

- **Sportype 2:**

Når materialene i overbygningen er gode kan overbygningen som helhet deformeres ned i undergrunnen om den er underdimensjonert med tanke på undergrunnens styrke. Dette er en typisk skadeårsak ved svak undergrunn. På overflaten på asfalterte vegger vil sporene sees som bredere spor enn for type 1, og ofte er det langsgående sprekker på siden av hjulsporet. Vha. BCI-verdier fra falloddsmålinger kan man avdekke om det er fare for sportype 2. Ved BCI-verdier > 40 vil vegen kunne få denne skadetypen.

- **Sportype 3:**

Sportype 3 er slitasje, typisk piggdekkslitasje. Slitasjespor kan forsterkes av dårlig materialkvalitet eller utførelse ved legging av vegdekket.

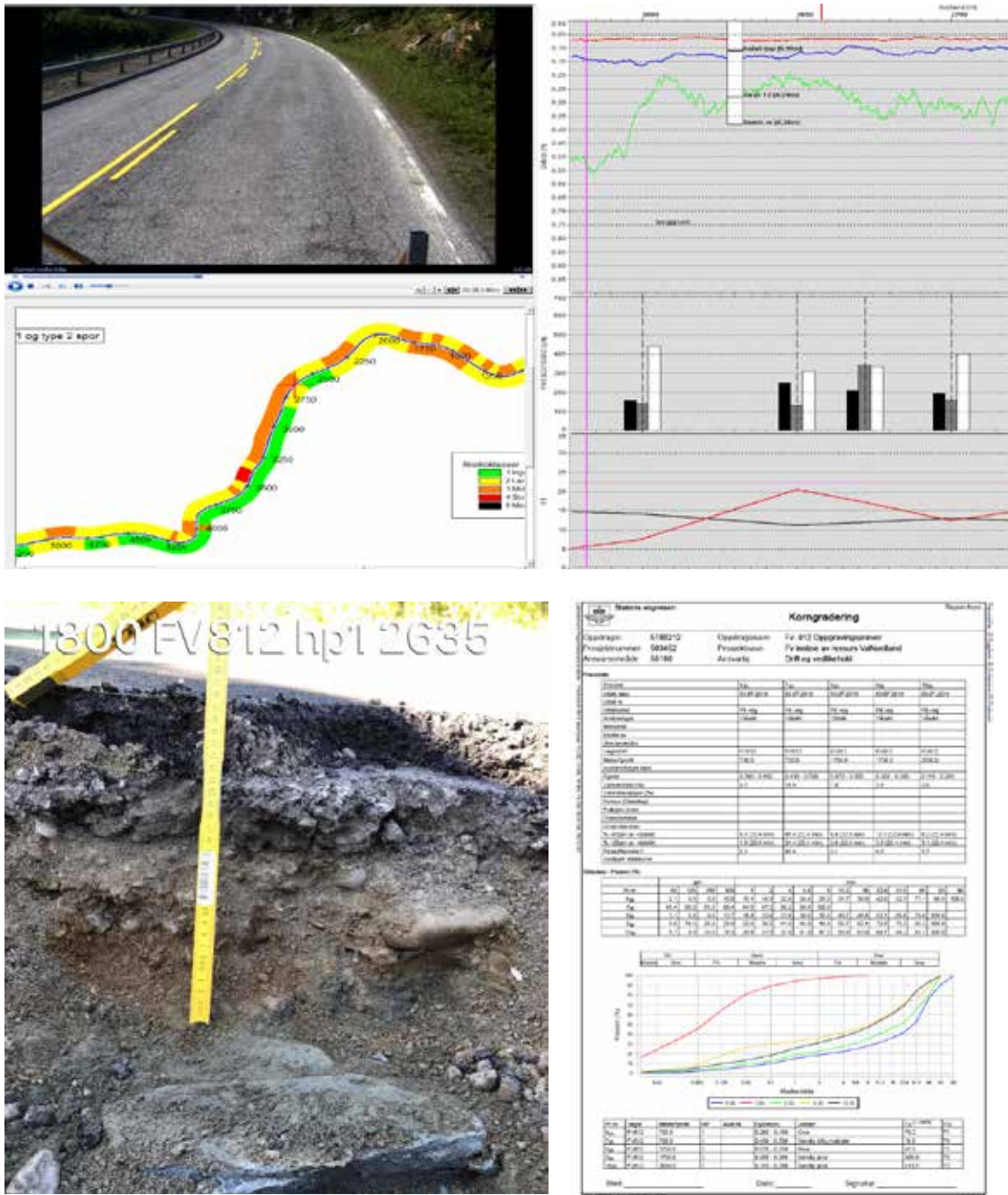


Figur A4.3 Ved oppgraving kan man kartlegge sportype ved å se på hvor deformasjonen finner sted. Til venstre sportype 1 og til høyre sportype 2. [33]



Figur A4.4 På en grusveg vil forskjellene på sportypene komme tydelig frem. Til venstre sportype 1 og til høyre sportype 2. [31]

I figur A4.5 vises et eksempel på hvordan data brukes til å finne årsakene til krakeleringer på en veg. I dette tilfellet viser oppgravninger og georadardata 11 cm asfalt over sandig grus T2 med høyt finstoffinnhold over berg/steinfylling på ca. 40 cm dybde. Bilder viser manglende drenering. Falloddsdata viser høye SCI-verdier som tilsier svakheter i bærelaget. Årsaken til krakeleringene er derfor tynt dekke over vannømfintlig grus med høyt vanninnhold pga. berggrunn tett opp til overflaten og manglende drenering.



Figur A4.5 Eksempel på integrert analyse av data. (Ill.: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

A 4.2 Aktuelle tiltak ved forskjellige skadetyper

Ved sportype 1 bør tiltaket føre til økt styrke på eller redusert belastning på bærelaget. Dette kan gjøres vha. stabilisering av bærelaget, nytt bærelag eller økte asfalttykkelser. I tillegg vil drenering være et viktig tiltak for å senke vanninnholdet i materialene og dermed øke deres styrke.

Ved sportype 2 bør tiltaket øke lastfordelingen over undergrunnen. Dette kan gjøres vha. økte overbygningstykkelser, masseutskifting eller armering. Også her vil drenering være et viktig tiltak. Ofte vil tiltak mot type 1 spor også hjelpe mot type 2 spor pga. økt lastfordeling, men det bør alltid undersøkes om det er behov for ekstra tiltak mot type 2 spor utover det tiltaket man bruker mot type 1 spor. Et eksempel på dette kan være at bærelag blir stabilisert, mens det i tillegg for områder med type 2 spor blir lagt armering i overbygningen.

Tabell A4.2 viser prinsipielle valg av tiltak ut fra skadeårsak. Når det prinsipielle valget er tatt må tiltaket dimensjoneres og detaljeres, se kapittel A6.

Tabell A4.2 Aktuelle tiltak ut fra ulike skadeårsaker. Se mer utfyllende beskrivelser for hvert tiltak i del B.

Type tiltak	Brukes ved skadeårsak	Andre forhold	Kommentar
Oppretting/fresing	Sportype 3, overflateskader		Ujevnheter og spor som ikke skyldes bæreevnesvikt.
Økt dekketykkelse	Sportype 1	Egnet ved relativt store asfalttykkelser fra før (10-15 cm).	Bør ha min. 20-30 cm total asfalttykkelse for å unngå spor type 1. Ved $\epsilon_d > 300$ og/eller $SCI > 250$ (se kapittel A3.3.4) anbefales i stedet tiltak på bærelag pga. store svakheter i bærelag eller utmatting av gammel asfalt.
Bituminøst varmblandet bærelag	Sportype 1		
Bituminøst kaldblandet bærelag	Sportype 1		
Bærelag-stabilisering	Sportype 1, krakeleringer	Egnet ved vannømfintlige materialer i bærelag og relativt små asfalttykkelser fra før (5-10 cm).	Knusefresing kan være forarbeid.
Bærelag av penetrert pukk	Sportype 1 og 2, krakeleringer	Egnet ved asfaltering av grusveg og lavtrafikkveg med tynt dekke (~5 cm).	Vil øke høyden på veg. Kan kombineres med breddeutvidelse eller kantforsterkning. Kan kombineres med bærelagsstabilisering.
Bærelag av forkilt pukk	Sportype 1 og 2, krakeleringer	Egnet ved asfaltering av grusveg og lavtrafikkveg med tynt dekke (~5 cm).	Vil øke høyden på veg. Kan kombineres med breddeutvidelse eller kantforsterkning.
Tørr-stabilisering	Sportype 1, krakeleringer	Egnet for lavtrafikkveger med vannømfintlige materialer i bærelag og relativt små asfalttykkelser fra før (5-10 cm).	Knusefresing kan være forarbeid. Kan innebære innfresing av eksisterende asfalt eller grove materialer.
Utkilinger	Ujevne telehiv, ujevnheter ved stikkrenner		
Kantforsterkning	Sportype 2 og langsgående sprekker i kanten		
Breddeutvidelse	Kantskader, langsgående sprekker	Øker kantbæreevne på smale vegger.	Ved forsterkningstiltak som øker høyden på veg.
Armering med stålnett	Sportype 2, telesprekker		Legges med min. 7 cm overdekning ved telesprekker. Mot sportype 2 bør nettet legges i granulære lag i 15-25 cm dybde.
Asfaltarmering med plastnett	Langsgående sprekker (ikke telesprekker)	Egnet ved breddeutvidelser og kantforsterkning.	
Masseutskifting	Sportype 2, telehiv, dårlig materialkvalitet		
Masseutskifting i veg på myr	Sportype 2		
Drenering	Sportype 1 og 2, krakelering		OBS: Forsiktighet ved veg over myr (se kapittel A6.6).

Ved valg av tiltak bør man vurdere materialene i eksisterende veg med tanke på gjenbruk i den nye konstruksjonen. Dette kan for eksempel være knust asfalt til nedre bærelag eller som tilslag til gjenbruksasfalt. De ubundne lagene bør vurderes ut fra egenhet for ulike typer stabilisering. Kornfordeling, knusningsgrad, finstoffinnhold og største steinstørrelse vil være viktige parametere å vurdere. Se for øvrig *V250 Kalde bitumenstabiliserte bærelag* [20].

A 5 Drenering

A 5.1 Viktigheten av drenering

Drenering omfatter alle elementer i infrastrukturen for å holde vegkroppen tørr. Vanninnholdet betyr mye for skjærfastheten i vegbyggingsmaterialer og i undergrunnen og har dermed stor betydning for dannelse av permanente deformasjoner slik som spordannelse og ujevnheter på langs. Dårlig drenering er ofte den viktigste årsaken til skader på veien og forkortet levetid. Forbedring og vedlikehold av drenering har derfor stor effekt på tilstandsutviklingen. Etablering og utbedring av åpne grøfter er et generelt forsterkningstiltak som nesten alltid har en positiv innvirkning på vegens funksjonsegenskaper og dekkelevetid. Forskning gjennomført i ROADEX har vist at utbedring av drenering kan øke dekkelevetiden med en faktor på 1,5-2,0 [7]. Utbedring av drenering er derfor det mest kostnadseffektive forsterkningstiltaket som kan utføres.

Ved ethvert forsterkningstiltak må det vurderes om det er behov for utbedring av overvanns-håndtering og vegens drenering. Ved utbedring av drenering (grøfter, stikkrenner etc.) vil det kunne oppstå setninger. Det er derfor viktig at utbedring av drenering skjer minimum ett år før forsterkning. Planlegging av utbedring av drenering kan deles i tre faser:

Fase 1: Kartlegging av områder langs veien der dreneringen er utilstrekkelig (klassifisering)

Fase 2: En grunnleggende tilstandsvurdering for områder med dreneringsproblemer

Fase 3: Valg av løsninger i problemområdene



Figur A5.1 Det kan ofte være behov for punktvis utbedring av grøft og grøfteskråning (t. v.). Smal veg, manglende grøft og tunge kjøretøy gir rask nedbrytning av veien (t. h.). [23]

A 5.2 Klassifisering av dreneringen

Ved visuell kontroll av dreneringen (grøfter og stikkrenner) ved befaring vil det være nyttig for det videre planleggingsarbeidet at man deler inn vegstrekningen etter dreneringsklasser som beskrevet under. Ved klassifiseringen er det også viktig å registrere årsakene til valg av klasse, som f.eks. en graskant langs vegdekket, en ustabil sideskråning e.l. Klassene under gjelder for åpen drenering.

Valg av tidspunkt for befaring er svært viktig i en dreneringsanalyse. Det beste tidspunktet er om våren, straks etter snøsmeltingen, og før grøftene begynner å bli dekket av vegetasjon. På grunn av mye vann i grøftene er det da lett å se svakheter i dreneringssystemet.

God tilstand på dreneringen (klasse 1)

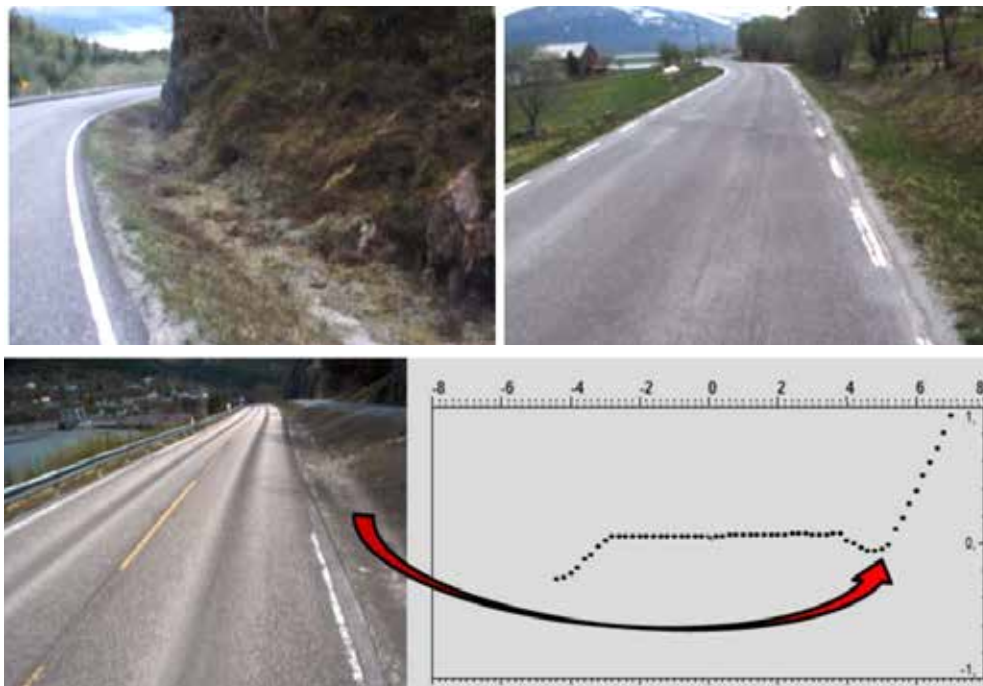
Dreneringsklasse 1 betyr at dreneringen er tilnærmet feilfri. Vegens tverrfall er intakt slik at vann kan renne uhindret fra veien til grøfta. Vannet kan også renne uhindret langs grøfta til stikkrenne eller til utløp i terreng. Grøfta har tilstrekkelig dybde til å drenere vegkroppen (situasjon A i figur A5.7). Grøfta har jevnt fall og ingen terskler som hindrer vannstrømning. Det er ikke stillestående vann i grøfta. Stikkrenner har god kapasitet og er ikke skadet eller tette, slik at vann kan passere uhindret. I dreneringsklasse 1 vil tilstanden på dreneringen som oftest ikke ha innvirkning på levetiden til vegdekket.



Figur A5.2 Eksempel på dreneringsklasse 1 og hvordan veg- og grøfteprofil fra en laserskanning typisk ser ut for klasse 1. [1]

Middels tilstand på dreneringen (klasse 2)

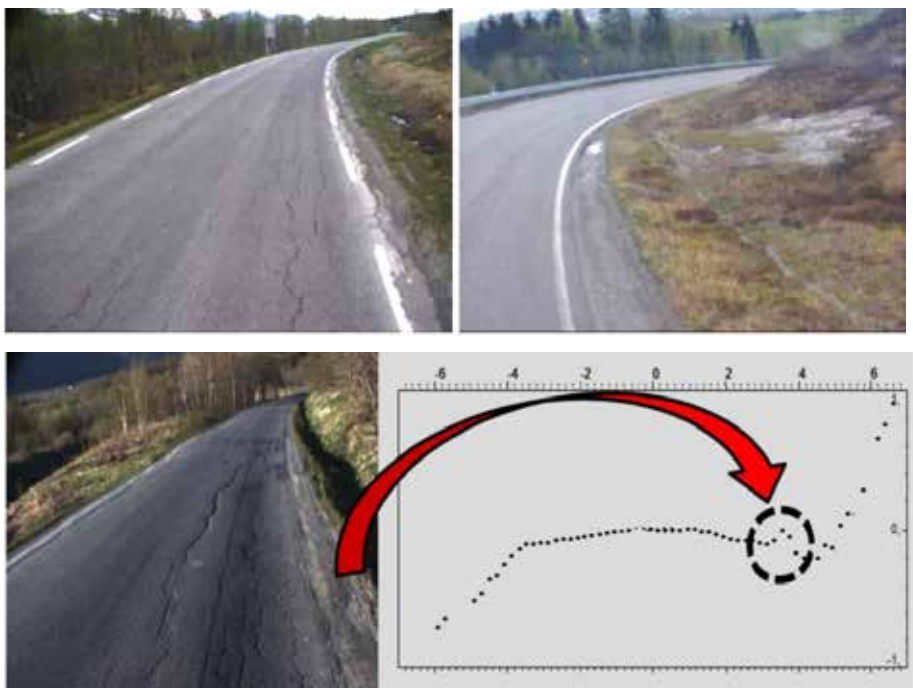
I dreneringsklasse 2 kan det være noen synlige endringer i vegens tverrfall. Vegskulderen har torvkanter eller vegetasjon som forhindrer god avrenning fra vegbanen til grøfta. Grøfta er tydelig definert, men har utilstrekkelig dybde til å drenere vegkroppen (situasjon B eller C i figur A5.7). Grøfta kan ha ujevnt fall, vegetasjon og små terskler hindrer vannstrømning. Det kan forekomme stillestående vann i grøfta. Det kan være erosjon i grøfteskråningene som delvis tetter grøfta. Stikkrenner har tilstrekkelig kapasitet, men kan være tette slik at vann ikke kan passere uhindret. Inn- og/eller utløp kan være tette. I dreneringsklasse 2 vil tilstanden på dreneringen som oftest ha innvirkning på levetiden til vegdekket.



Figur A5.3 Eksempel på dreneringsklasse 2 og hvordan veg- og grøfteprofil fra en laserskanning typisk ser ut for klasse 2. [1]

Dårlig tilstand på dreneringen (klasse 3)

I dreneringsklasse 3 er det ofte store deformasjoner i vegens overflate som hindrer avrenning. Vegskulderen har høye torvkanter og/eller tett vegetasjon som forårsaker opphopning av vann i vegbanen eller på skuldra. Grøfta er utydelig definert, er veldig grunn eller mangler helt (situasjon C i figur A5.7). Grøfta har ikke fall og det forekommer store terskler av jord eller bergnabber som stikker frem og som hindrer vannstrømning og leder vann inn i vegkroppen. Det vil ofte forekomme stillestående vann i grøfta og vegetasjon som liker fuktig grunn vil ha etablert seg i grøfta. Det vil være erosjon i grøfteskråningene som fører til gjentetting av grøfta. Stikkrenner har ikke tilstrekkelig kapasitet, det mangler stikkrenner og/eller de er skadet eller tette slik av vann ikke kan passere uhindret. I dreneringsklasse 3 vil tilstanden på dreneringen skape alvorlige problemer for vegkroppen og ha stor innvirkning på deformasjoner av vegoverflaten, dekkeskader og levetiden til vegdekket.



Figur A5.4 Eksempel på dreneringsklasse 3 og hvordan veg- og grøfteprofil fra en laserskanning typisk ser ut for klasse 3. [1]

A 5.3 Klassifisering av vegprofil

Klassifisering av vegprofilen kan være nyttig tilleggsinformasjon for å analysere dreneringen. Det kan for eksempel være om problemer med vegens tilstand og dreneringen er relatert til visse terrengforhold, for eksempel at veien ligger i skrånende sideterreng. Det kan også være at dreneringsklassen kan tillates å være dårligere på en veg som ligger på fylling kontra en veg i skjæring, der overbygningstykkelsen er tynnere.

Veg i skjæring

En veg er i skjæring når underkant av overbygningen (planum) er under det omkringliggende terrenget. Begge sider av veien har grøfter - eller antas å ha grøfter.

Veg i sidebratt terreng

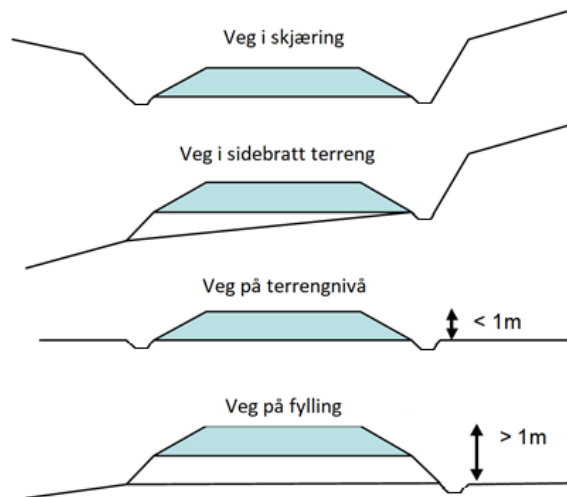
En veg er i sidebratt terreng (halvskjæring) når grunnvannet renner - eller prøver å renne - under veien. Oversiden av veien har en grøft, mens skråningssiden normalt er på omkringliggende terrengnivå eller fylling.

Veg på terrengnivå

En veg er i terrengnivå når underkant av overbygningen (planum) er omtrent på nivået til omkringliggende terreng. Vegoverflaten er ikke høyere enn 1 m fra det omkringliggende terrenget. Det er normalt grøfter på begge sider av veien.

Veg på fylling

En veg ligger på fylling når underkant av overbygningen tydelig er over omkringliggende terreng. Vegoverflaten er høyere enn 1 m fra det omkringliggende terrenget.



Figur A5.5 Klassifisering av vegprofil. [3]

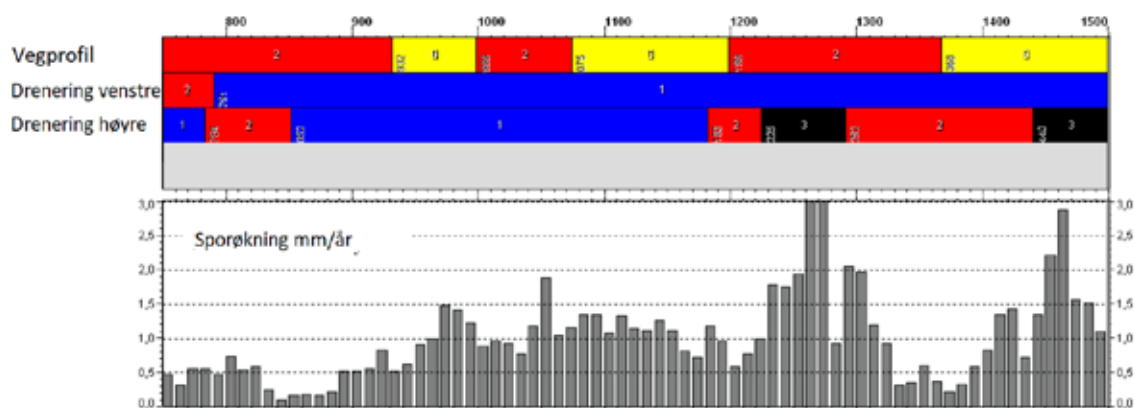
A 5.4 Finne områder der dreneringen er kritisk

Når det gjelder utbedring av drenering er det viktig å fokusere på de kritiske områdene. For å finne de områdene langs vegen der dreneringen er kritisk for tilstandsutviklingen er det nyttig å sammenligne dreneringsklasse, vegprofil og sporutvikling (sporøkning i mm/år), ev. målt spordybde. Man må da være obs på effekter av alder på dekket, vedlikeholdstiltak siden siste dekkelegging o.l. En sammenligning av dekkeskader og dreneringsklasse kan også være nyttig. På den måten kan man finne ut om det er sammenhenger mellom unormal sporutvikling og tilstanden på dreneringen.

For lavtrafikkert veg (ÅDT \leq 3000) vil en sporøkning på \leq 1,5 mm/år kunne anses som normalt, mens en økning på $>$ 3 mm/år anses som mye. Med initialspor på 5 mm vil dette tilsvare en dekkelevetid på henholdsvis 13 år og 7 år for et Agb-dekke med ÅDT 1500-3000, mot normalt 14 år (jf. tabell A2.1).

Figur A5.6 viser et eksempel på en analyse der man ser hvordan dårlig drenering på høyre side av vegen mest sannsynlig er årsaken til økt sporutvikling i samme område. I slike områder vil det også være spesielt viktig å følge opp vedlikehold av dreneringen i driftsfasen. I slike analyser bør man i tillegg vurdere om det også kan være andre medvirkende årsaker til økt sporutvikling.

En gjennomgang av vegbilder, video ev. punktskyer fra laserskanning kan fort avdekke om det er problemer med grøfter og stikkrenner på langs eller tvers av vegen som fører til skader og sporutvikling.



Figur A5.6 Analyse av tilstand på drenering (klasse 1-3) øverst, og sporutvikling (mm/år) nederst. Vegprofil 0 = på terrengnivå, vegprofil 2 = sideskrånende terreng. [3]

A 5.5 Anbefalte tiltak i de ulike dreneringsklassene

I dreneringsklasse 1 er det normalt ikke nødvendig å gjøre andre tiltak på dreneringen enn ev. rensk av grøfter og stikkrenner.

I dreneringsklasse 2 bør man som minimum fjerne torvkanter og terskler i grøfta slik at vannet renner fritt fra vegoverflaten og langs grøfta. I tillegg bør det utføres rensk av grøfter og stikkrenner. Man bør også vurdere behovet for å øke grøftedybden på partier der dreneringen anses som kritisk for vegens bæreevne og tilstandsutvikling (se kapittel A5.4). Stikkrenner renskes og spyles med spesielt fokus på å renske godt ved inn- og utløp.

I dreneringsklasse 3 må man etablere en minste form for grøft hvis den ikke finnes. Videre må man fjerne torvkanter og terskler i grøfta og sørge for at grøfta får tilstrekkelig fall. Hvis tilgjengelige midler og terreng- og eiendomsforhold tillater det bør man tilstrebe å øke grøftedybden opp mot det som er anbefalt i kapittel B1. Alternativ til åpne grøfter i bratt/trangt terreng er lukket drenering. Hvis man ikke klarer å

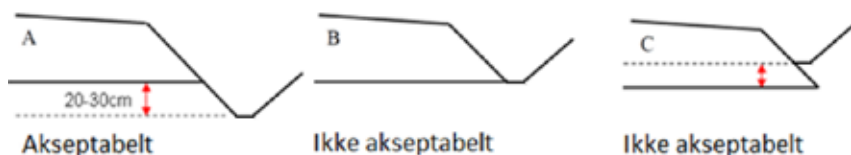
oppnå tilstrekkelig grøfteprofil slik som anbefalt må man regne med at effekten av forsterkningstiltaket på selve vegkroppen ikke vil ha like god effekt som hvis dreneringen var i god stand, og levetiden på vegen vil bli forkortet. Et aktuelt tiltak om man ikke oppnår tilstrekkelig drenering vil være for eksempel å stabilisere vannømfintlige materialer i vegkroppen. Stikkrenner skiftes (og kiles ut ved telefarlig grunn) og det etableres nye stikkrenner der det er for få.

A 5.6 Noen typiske problemstillinger og løsninger

Ofte vil etterslep på vedlikehold over tid føre til at drens-systemet ikke fungerer som tiltenkt. Ved forsterkning av veg bør etterslep på drenering tas igjen for å sikre god levetid på forsterknings-tiltaket. Under er det vist en del typiske problemstillinger ved drenering som bør vurderes og rettes på ved et forsterkningsarbeid.

For grunn grøft som ikke drenerer vegkroppen tilstrekkelig

Generelt er det anbefalt at bunn av åpen grøft bør ligge 20-30 cm under underkant av vegoverbygningen (situasjon A i figur A5.7). Tykkelsen på vegoverbygning kan finnes ved oppgravingsprøver og/eller georadarmålinger. Generelt vil tykkelsen på en vegoverbygning ofte være 50-70 cm, slik at grøftedybden i de fleste tilfeller bør være min. 80-100 cm for å kunne drenere vegkroppen tilstrekkelig.



Figur A5.7 Grøftedybde relatert til underkant av overbygningen. [4]

Flatt terreng uten naturlig avløp

I flate lavereliggende områder der naturlig avløp for overflatevann ikke er til stede, må vannet infiltrere undergrunnen. Når bakken er frosset eller etter en periode med kraftig nedbør eller snøsmelting, vil vannet samle seg på overflaten og føre til problemer.

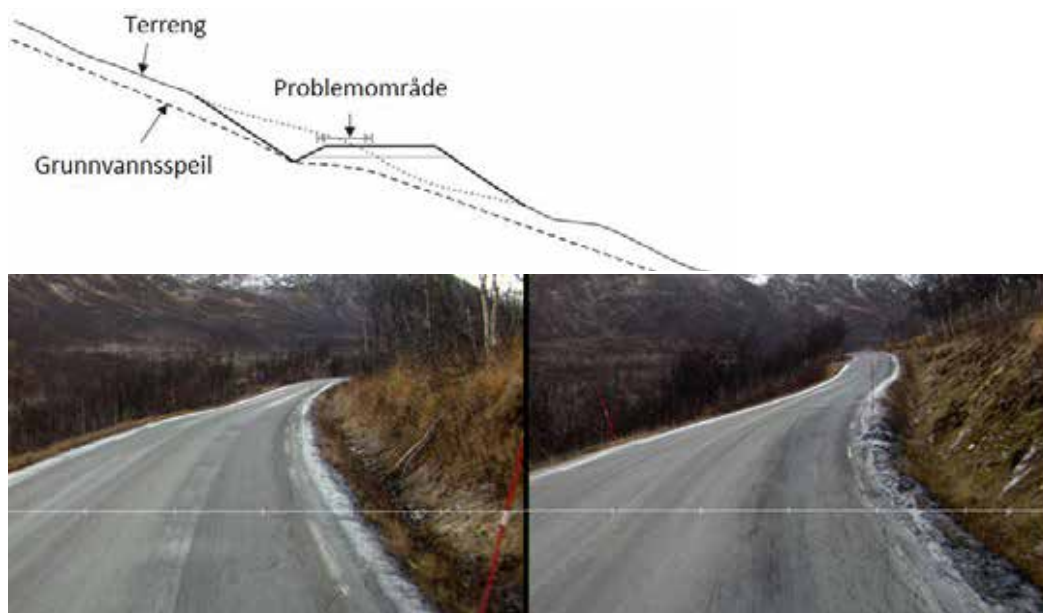
Hvis materialene i undergrunnen er morene, er det mulig å lage infiltrasjonsbrønner eller infiltrasjonsgrøfter. Dimensjonene avhenger av permeabiliteten til morenen og hvor mye vann som samler seg i problemområdet. Problemet kan også løses ved å heve veglinjen.

Når undergrunnen består av leire, silt eller torv er det ikke mulig for vann å infiltrere bakken. Torv er allerede mettet og leire og silt har lav permeabilitet. Den beste måten å løse problemet på da er å heve veglinjen. Hvor mye avhenger av hvor alvorlig problemet er. Hvis det brukes tett gradert grus, bør forskjellen mellom vannspeilet og vegoverflaten være minst 50-60 cm. Hvis det brukes grove, godt drenerte materialer, bør forskjellen være minst 30-40 cm. Når man hever veglinjen i lavtliggende forsenkninger med svak undergrunn, bør stabilitets- og setningsrisikoen alltid vurderes.

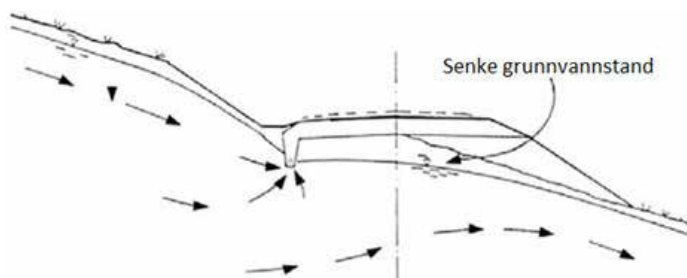
Drenering i sidehellende terreng

Veldig ofte vil man kunne se økt spordybde og dekkeskader på skjæringssiden av vegen grunnet høyere grunnvannstand på den siden. Slike problemer finner man normalt sett ved undergrunn av morene og sandige, siltige materialer.

Løsninger på dette problemet er å lage dypere drensgrøft på skjæringssiden av vegen. Ved vanskelige terrengforhold kan det bli nødvendig med lukket drenering. Ofte vil det også være behov for erosjonssikring av skjæringsskråningen.



Figur A5.8 Problemer med drenering i sidebratt terreng og deformasjoner på skjæringsiden av vegen. [2]



Figur A5.9 Prinsipp for løsning med lukket drenering. [2]

Erosjon i skjæringskråning som tetter grøfta

Dette er et veldig vanlig problem i vegskjæringer og fører til at drensgrøftene tettes igjen og vann ledes inn i vegkroppen. Årsakene til erosjon kan variere og kan forårsakes av overflatevann, grunnvann eller overflateglidninger. Avhengig av årsak vil utbedringsmetode være forskjellig. Se V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger* [12] for forslag til løsninger.



Figur A5.10 Eksempel på erosjon og lokal utglidning etter grøfterensk som tetter grøfta. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

Eiendomsgrenser

Et vanlig problem med utbedring av drenering langs eksisterende vegger er at eiendomsgrensene går såpass tett inntil vegen at det ikke er plass til et fullstendig grøfteprofil. I mange tilfeller vil dette medføre behov for grunnerverv, ofte med behov for reguleringsplan eller fysiske tiltak som murer og/eller lukket drenering for å oppnå tilstrekkelig drenering. Grunnerverv tar tid (ofte 1-2 år), og det må tas med tidlig i planleggingen. Se kapittel B21 for flere detaljer ang. grunnerverv.



Figur A5.11 Eksempel på at eiendomsgrense ligger så nært vegen at det ikke er plass til god nok helning på skjæringskråning, med påfølgende erosjon og gjentetting av grøft over tid. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

Fremstikkende berg/berggrunn blokkerer vannstrømmer

For veg på berggrunn vil vann lett kunne ledes via bergoverflaten og inn i vegkroppen hvis berggrunnen ikke er dypspregnt ned til 1-2 m dybde. Hvis vegoverbygningen består av vannømfintlige materialer vil det da lett kunne dannes deformasjonsspor. Hvis materialene er telefarlige, kan det også oppstå telehiv. Også der vegen hovedsakelig går over løsmasser, men har små fremstikk av berg som ikke er sprengt bort, vil ofte skader på vegen kunne lokaliseres rundt disse bergformasjonene. Det er derfor spesielt viktig å hindre vann i å trenge inn under vegen. Dette gjøres enklest ved å fjerne fremstikkende berg og pigge dypere grøft. Dypspregning i grøfta er et alternativ som sørger for at vannet trekker ned i grunnen under grøfta i stedet for inn i vegen. I bergskjæringer kan det også være aktuelt med masseutskifting med grove drenerende materialer.



Figur A5.12 Eksempel på grøft med bergnabb som sannsynligvis går inn under vegen, og som leder vann inn i vegoverbygningen og fører til skader på relativt nylagt dekke. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

Drenering ved telehiv

Hvis det er lite midler tilgjengelig til utbedring av vegkroppen vil den mest effektive metoden for å forhindre ujevne telehiv være å forbedre drencsystemet, og vedlikeholde det.

Et viktig tiltak i den forbindelse er å hindre ujevn tilgang eller oppsamling av vann i vegkroppen. Det vil bety å avskjære vannstrømmer og hindre vann i å komme inn i vegkroppen. Dypere sidegrøft vil ikke nødvendigvis bedre forholdene da uttørking av materialer i vegkroppen kan føre til dypere frostnedtrengning. Det er derfor anbefalt å fokusere på å sikre avrenning fra grøfta fremfor å gjøre den dypere.

Ujevne telehiv oppstår ofte som følge av variasjon i vannforholdene i materialene i vegkroppen eller grunnen. Det vil som regel være vanskelig å unngå at det er vann i grunnen like under vegens planum, men man har mulighet for å begrense vanntilgangen og gjøre forholdene mest mulig ensartede. Ett av de mest vanlige problemene skyldes variasjoner i dybden til fjell. Når vann strømmer gjennom materialene i grunnen i en skråning, vil vannet ledes opp til i vegoverbygningen dersom vannet støter mot en liten fjellrygg. Her vil man da lokalt få et område med særlig mye fuktighet som både kan redusere materialenes bæreevne og være en medvirkende årsak til ujevnt telehiv (jf. forrige avsnitt). En tilsvarende situasjon kan man få dersom materialene i grunnen varierer med hensyn til telefarlighet og permeabilitet.

Irregulære sprekker i veggen følger ofte jordartsvekslinger, og en vanlig årsak er også her bergoverflater som leder vann inn i vegkroppen. For å eliminere telesprekker på en lengre strekning kan det iblant være tilstrekkelig å utbedre det punktet der vannet kommer inn.

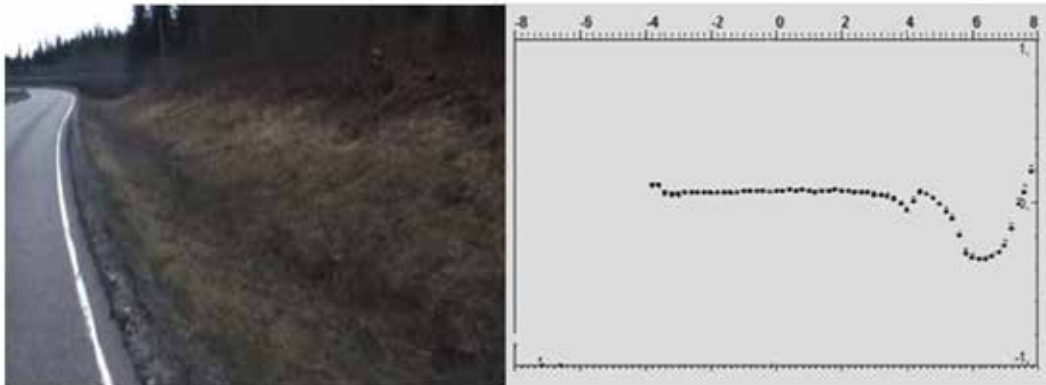
Ei tett stikkrenne kan også føre til lokale telehiv pga. inntrenging av vann i vegkroppen. Tiltak på denne stikkrenna kan i et slikt tilfelle løse både problem med sporutvikling og telehiv, og bør forsøkes før man ev. gjør tiltak i selve vegkroppen. Ved utskifting av stikkrenner er det viktig å lage utkilinger for å jevne ut ujevne telehiv, se N200 [22] for nærmere beskrivelse av dette.

For vegger som er utsatt for lav bæreevne i teleløsningen, vil det være et godt preventivt tiltak å fjerne snø og is i grøftene før tineperioden begynner. Dette for å la vegkroppen få mulighet til å drenere ut vann og tørke raskere opp.

Torvkanter og erosjonskanter

Torvkanter er uønskede barrierer av jord og gress langs vegkanten som oppstår som følge av manglende vedlikehold, og som hindrer vann i å renne av fra vegoverflaten og ut i grøftene. I stedet forårsaker torvkantene at vannet trenger inn i vegkroppen. Torvkanter kan også ofte føre til erosjon av materialer langs asfaltkanten, som i sin tur gir redusert bæreevne og deformasjoner i kanten og/eller ytre hjulspor. I tillegg kan erosjonskanter være trafikkfarlige.

Løsningen er å fjerne torvkanten, og lage et skulderprofil med tilstrekkelig helning til av vannet kan renne bort fra veggen. Erosjonskanter bør fylles med sterkere materialer som grus, pukk eller knust asfalt. Det er da viktig at torvkanter fjernes samtidig, slik at det ikke oppstår erosjon igjen kort tid etterpå. Dekketilstanden blir ofte bedre og levetiden lengre på de delene av veggen der torvkantene er fjernet.



Figur A5.13 Eksempel på torvkant og erosjonskant som leder vann ned i vegkroppen. Til høyre laserskann av tverrprofilen. [1]

Terskler og manglende fall og avløp

Vegetasjon, erosjonsmasser, steiner, trær og andre gjenstander kan hindre vannstrømmen i grøfta og føre til oppdemming av vann. Som hovedregel skal det aldri stå stillestående vann i ei vegggrøft da dette vannet vil trenge inn i vegkroppen. Tilsvarende vil manglende fall eller avløp fra ei grøft føre til at vann blir stående. Ved utbedring av grøft må det derfor alltid sikres tilstrekkelig fall, og alle terskler må fjernes. Dette er også et viktig kontrollpunkt ved grøfterensik som enkelt kan kontrolleres visuelt.



Figur A5.14 Eksempel på manglende fall og terskel/steiner som fører til stillestående vann i grøfta. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

Tette stikkrenner i avkjørsler

Frosne og tette stikkrenner har stor betydning for skader på vegen og redusert dekkelevetid. Spesielt vil stikkrenner i avkjørsler kunne skape følgeskader i vegdekket. Problemer med stikkrenner i avkjørsler kan deles i fire ulike grupper;

- a) manglende stikkrenner
- b) for små stikkrenner
- c) tette stikkrenner
- d) frosne stikkrenner

Slike skader kan lede til økt sporutvikling og telehiving i vegen like foran en avkjørsel. Å gjøre tiltak på stikkrenna kan være nok til at tilstandsutviklingen på vegen blir bedre. Øvrige tiltak i vegkroppen er da kanskje ikke nødvendig.

Vanligvis har stikkrenner i avkjørsler mindre diameter enn stikkrenner i vegen. Dette er årsaken til at disse stikkrennene tettes oftere enn stikkrennene i vegen. Lav strømningshastighet for vannet i avkjørselsrennene fører til at finstoff sedimenteres lett der. Rennene utsettes også for frost og isdannelse fordi de ligger grunt, og fordi vannhastigheten gjennom dem er lav. Stikkrenna kan tettes av is, noe som kan gi store problemer for vegens drenering når snøen smelter i vårløsningen.



Figur A5.15 Eksempel på tett stikkrenne i avkjørsel som fører til vannrelaterte skader på vegen oppstrøms. [31]

Skadede eller tette stikkrenner på tvers av vegen

Mangelfullt vedlikehold av stikkrenner er dessverre vanlig. Ofte vil man se stikkrenner som er delvis tettet med erosjonsmasser, inn- og utløp som er tette eller skadet, deformasjoner og skjøting av renner som fører til at vann kan lekke ut av renna og inn i vegen.

Når stikkrenner ikke fungerer som de skal vil vann fanges i grøfta, spesielt i nedbørsperioder, og føre til at vegkroppen blir mer oppbløtt og skader oppstår. I verste fall vil tette stikkrenner føre til at vannet renner over vegen, begynner å erodere og i ytterste konsekvens fører til brudd på vegen.

Å rense stikkrenner bør være høyt prioritert når drenssystemet skal utbedres. Man bør alltid vurdere utskifting av stikkrenner som er skadet eller har for liten dimensjon før forsterkning. En forsterket veg forventes å ha lang levetid, og det er uøkonomisk å måtte skifte ei stikkrenne få år etter en forsterkning.

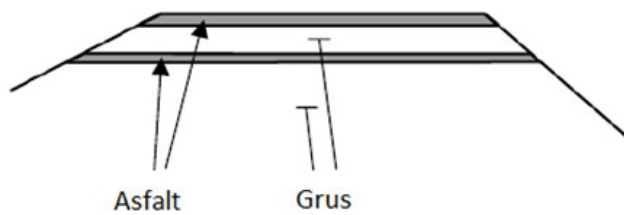


Figur A5.16 Eksempel på stikkrenne som både er skadet, deformert og fylt med sedimenter. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

Fuktfelle i vegoverbygningen

En utilsiktet fuktfelle i vegoverbygningen (også kalt «sandwich»-konstruksjon) kan oppstå på vegger med fast dekke der vegen har blitt utbedret slik at ubundne materialer er lagt direkte på toppen av gamle asfaltlag. I slike tilfeller vil vann som trenger gjennom asfaltlaget i overflaten bli «fanget» mellom de nye og gamle bundne lagene. Det samme skjer med vann som trenger inn fra skulderen eller fra grøfta.

Nettovirkningen av dette vil være at vanninnholdet i «fellen» vil øke mer enn det ville ha gjort i en vanlig vegkonstruksjon, og den vil forbli fuktig i lengre tid på grunn av manglende mulighet for drenering. Hvis vanninnholdet nærmer seg metningsnivået kan dynamiske trafikkklaster utvikle høyt poretrykk i «fellen», noe som kan føre til bæreevnesvikt og oppsprekking av vegdekket som vist i figur A5.17.



Figur A5.17 En utilsiktet fuktfelle i vegoverbygningen (Sandwich). [31]

For å unngå dette bør de gamle asfaltlagene freses opp og knuses. Dette bør alltid gjøres hvis det gamle vegdekket ligger mindre enn 40 cm fra vegoverflaten. I knuseoperasjonen kan det tilsettes bitumen for å stabilisere de ubundne materialene, og på den måten utnytte både gammel asfalt og ubundne lag til et nytt bærelag, før det legges nytt bind- og slitelag.

A 6 Dimensjonering av forsterkningsbehov

A 6.1 Inndeling i delstrekninger

Det vil for en vegstrekning ofte være aktuelt med differensierte tiltak for å kunne fange opp de forskjellige behov med hensyn på en best mulig forsterkning. Lengden på delstrekninger må vurderes opp mot hva som praktisk sett er hensiktsmessig for gjennomføring av forsterkningsprosjektet.

Inndeling i delstrekninger med ensartede forsterkningstiltak vil bestå av to hovedelementer:

1. Bestemme de lokale partier hvor det skal utføres spesielle utbedringstiltak på grunn av utglidninger, ujevnt telehiv o.l.
2. Vurdere det generelle behovet for forsterkning ut fra kort dekkelevetid og ønsket om å differensiere tiltakene slik at vegen får en mest mulig ensartet tilstandsutvikling etter forsterkning.

Denne inndelingen baseres i hovedsak på følgende forhold:

- Skadkartlegging
- Variasjoner i beregnet dekkelevetid ut fra årlig økning i spordybde
- Vegens høyde i forhold til terrenget og terrengets topografi
- Avkjørslar og vegkryss, endringer i trafikkmønster o.l.
- Tilgjengelig informasjon om vegoverbygningen og materialene i grunnen
- Variasjoner i beregnet bæreevne basert på nedbøyningsmålinger
- Praktisk inndeling ut fra aktuelle tiltak

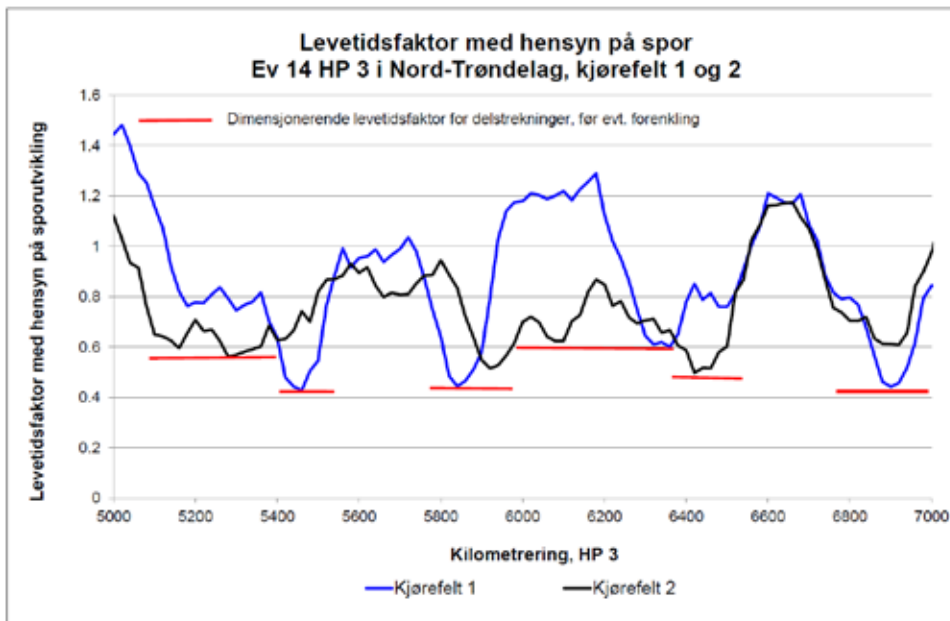
Ved større forsterkningsprosjekter anbefales i første omgang å gjøre en inndeling i delstrekninger basert på den informasjon som er lett tilgjengelig og relativt komplett for hele prosjektet. I denne fasen gjør man en vurdering av om eksisterende oppgravings- og nedbøyningsdata er tilstrekkelig for en dimensjonering av forsterkningstiltak, eller om det er behov for å gjennomføre nye målinger og prøvetakinger. Når resultatene fra de nye målingene foreligger, må man revurdere inndelingen i delstrekninger ut fra alle dataene som er listet opp ovenfor.

Utbedringstiltak for grøfter, lukket drenering og stikkrenner baseres på spesielle vurderinger av dreneringen og overvannshåndteringen langs vegen, se kapittel A5.

Når årlig sporutvikling og funksjonell dekkelevetid med hensyn på spor skal brukes som del av grunnlaget for inndeling, må beregningene baseres på detalldataene for spormålinger. I NVDB betyr dette medianverdien per 20 meter lengde. Bruk av detalldataene for 20 meter veglengde er beheftet med en del tilfeldige variasjoner og kan virke unøyaktig. Det er som regel bedre å beregne gjennomsnittet over delstrekninger med lengde 100 meter. Da reduseres de tilfeldige variasjonene samtidig som man ikke mister viktig, lokal informasjon, og man er nær minimumslengden for differensierte tiltak. Se også kapittel A3.2.

For veger med ÅDT opp til 5000 angir R610 *Standard for drift og vedlikehold av riksveger* [41] en utløsende spordybde på 25 mm for 90/10-verdien for spor, for en vegstrekning med lengde 1000 meter. Som et grovt gjennomsnitt kan man anta at 90/10-verdien for spor er ca. 5 mm på nylagt asfalt. Funksjonell dekkelevetid med hensyn på spor blir dermed det antall år det tar for 90/10-verdien å øke fra 5 til 25 mm.

Med dette som forutsetning kan årlig sporøkning omregnes til forventet funksjonell dekkelevetid og levetidsfaktorer som vist i figur A6.1. Dette gir et første forslag til inndeling av delstrekninger for differensierte forsterkningstiltak. De store forskjellene/svingningene i levetidsfaktoren fører til at forslaget her består av 6 delstrekninger, over en veglengde på 2,0 km. Gjennomsnittlig lengde for delstrekningene er noe over 200 meter. Dette må så vurderes opp mot andre forhold som påvirker inndelingen, som f.eks. skaderegistrering og resultater fra falloddsmålinger. I en del tilfeller vil valg av forsterkningsmetode gjøre det urasjonelt å ha så korte delstrekninger.



Figur A6.1 Eksempel på inndeling i delstrekninger med grunnlag i sporutvikling og levetidsfaktorer. [23]

A 6.2 Forsterkning ved for kort dekkelevetid

Forsterkning som en følge av kort dekkelevetid, er en kombinasjon av utbedring av skader og bedring av vegens bæreevne. Når man bestemmer seg for å forsterke en veg som har for kort dekkelevetid er det viktig å finne de underliggende skadeårsakene som basis for valg av tiltak (se kapittel A4). Når type tiltak er valgt, må man dimensjonere dette for å sørge for at vegen etter forsterkning har tilstrekkelig styrke. Målet med forsterkningen i dette tilfellet er å øke dekkelevetiden opp mot den normale ut fra dekketype og trafikkmengde.

A 6.2.1 Dimensjonering av forsterkningsbehov basert på oppgravingsprøver (indeksmetoden)

Ved å dimensjonere ut fra oppgravingsprøver sikrer man at man for valgt trafikkbelastning har nok styrke over de ulike lag i vegoverbygningen og grunnen til at vegen etter forsterkning skal få normale dekkelevetider. Manglende bæreevne vurderes ut fra overbygningens indeksverdier, sammenliknet med hva som kreves ut fra trafikkbelastningene og styrken til materialene i grunnen. Forsterkningstiltaket skal da dimensjoneres slik at det er samsvar mellom overbygningens indeksverdier og kravene til disse.

Indeksverdiene for eksisterende veg baseres på dataene fra oppgravingspunkter. For data som er hentet fra NVDB må det tas hensyn til at dataene som regel er av eldre dato, og dataene må korrigeres for ev. endringer som har funnet sted etter oppgravningstidspunktet.

For hvert lagskille i oppgravingspunktet beregnes indeksverdien som summen av ekvivalente lagtykkelser for alle lagene over lagskillet. Dette er vist ved hjelp av uttrykket nedenfor.

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

hvor: $I_{i,n}$ = indeksverdien for lagene over lag n+1 i oppgravingspunkt i
 $a_{i,j}$ = lastfordelingskoeffisienten for materialet i lag j i oppgravingspunkt i
 $h_{i,j}$ = tykkelsen til materialet i lag j i oppgravingspunkt i

Lastfordelingskoeffisienten (a) i likningen over hentes fra N200 [22]. Der angis også reduserte verdier for krakelerete bundne materialer, og ubundne materialer som er ensgraderte og/eller er definert som vannømfintlige.

Kravene til indeksverdier etter forsterkning slik de er gitt i N200 er gjengitt i tabell A6.1 nedenfor. Disse indeksskravene er i størrelsesorden 80 % av indeksskravene til ny veg slik disse er gitt i N200.

Tabell A6.1 Krav til indeksverdier etter forsterkning. [22]

Krav til indeksverdier etter forsterkning								
		Trafikkgrupper						
		Antall ekvivalente 10 t aksler pr. felt i dimensjoneringsperioden, N, mill.						
Over materialer i overbygningen eller i grunnen	Bærevne-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 $a \leq 1,35$ ²⁾		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 Agb eller stivere dekketype.

²⁾ Med materialer med lastfordelingskoeff. $a \leq 1,35$ menes her ubundne bærelag av knuste materialer med $1 < a \leq 1,35$.

Kravene i tabell A6.1 gjelder for materialene i grunnen og for granulære lag i vegoverbygningen. For hvert lagskille i oppgravingspunktene får man et krav til indeksverdier ut fra tabellen. Opptredende indeksverdi for lagene over det aktuelle lagskillet beregnes.

Differansen mellom krav til indeksverdi og opptredende indeksverdi angis som F_{diff} for lagskillet.

F_{diff} = behov for forsterkning (lagtykkelse i cm \times lastfordelingskoeffisient)

Dimensjonerende F_{diff} for et oppgravingspunkt bestemmes av det lagskillet som gir størst F_{diff} for det aktuelle oppgravingspunkt.

Etter at F_{diff} er bestemt gjenstår da å dimensjonere forsterkningstiltaket. Forutsatt at riktige årsaks-sammenhenger er lagt til grunn består det da i å sikre at styrkeøkningen som følge av tiltaket tilsvarer F_{diff} .

Beregning av dimensjonerende F_{diff} og valg av tiltak på grunnlag av dette kan belyses ved et par eksempler:

Eksempel 1: E6 Hp 25 i Nord-Trøndelag (gammel vegreferanse)

Tabell A6.2 viser lagene i overbygningen slik de er lagret i NVDB. Man legger merke til at de fleste av oppgravingslagene er fra 1988, og at to av lagene er uten dato. ÅDT på strekningen er 2300 med 20 % tunge kjøretøy. Dette gir $N = 2,1$ Mill. som innebærer at vegen er i Trafikkgruppe D.

Ved å sammenholde oppgravingsdataene i tabell A6.2 med dekkedataene i PMS 2010, er det grunn til å anta at man må legge til et asfaltlag av Ab 11 lagt i 2009 for å få dagens situasjon. For de øvrige lagene synes det å være samsvar mellom oppgravingsdataene og tidligere dekker i PMS 2010.

Tabell A6.2 Oppgravingsdata fra NVDB, E6 Hp 25 meter 4000 i Nord-Trøndelag, korrigert for seinere dekketiltak.

Dato	Tykkelse (cm)	Materialbetegnelse	Bæreevnegruppe
2009	3	Ab 11	
	3	02 – Asfaltdekke	
	3	02 – Asfaltdekke	
19880704	14	15 – Krakelert asfaltdekke	
19880704	10	16 – Krakelert oljegrus, Ottadekke, Asfalt-løsningsgrus	
19880704	16	13 – T2-materialer	IV – Grus, sand, morene, med litt finstoff, T2
19880704	20	13 – T2-materialer	IV – Grus, sand, morene, med litt finstoff, T2
			I – Fjell, steinfylling

Beregning av indeksverdier og forsterkningsbehov er vist i tabell A6.3. De framkomne verdiene i en er bestemt ut fra krav til indeksverdier (tabell A6.1), data om overbygningen (tabell A6.2) samt følgende antagelser:

Ut fra vegbildene synes det øverste laget å være intakt, uten krakelering eller bæreevnerelaterte sprekker. Man har derfor benyttet lastfordelingskoeffisienten 3,0 for dette laget.

For de underliggende asfaltlagene har man antatt at det er krakelering eller andre bæreevnerelaterte sprekker i asfaltlaget (alvorlighetsgrad L eller M i V261 *Skadekatalog for bituminøse vegdekker* [21]). Denne antagelsen er lagt inn ved beregning av indeksverdier.

Det kan ofte, som i dette eksemplet, være vanskelig å vurdere hvorvidt man for gamle asfaltlag skal bruke lastfordelingskoeffisienter for krakelerte lag eller ikke. Ved å forutsette krakelerte lag er det mindre risiko for å undervurdere forsterkningsbehovet.

Man har videre her antatt at T2-materialene består av grus, sand eller morene i bæreevnegruppe 4.

Med dette til grunn kommer man da fram til at største $F_{diff} = 31,5$ og ligger i overgangen mellom oljegrus/ Ottadekke og T2-materialene.

Tabell A6.3 Beregning av F_{diff} for E6 Hp 25 meter 4000 i Nord-Trøndelag (jf. krav i tabell A6.1).

Dybde (cm)	Tykkelse (cm)	Lag	Lastford.-koeff. (a)	Indeks (akkumulert)	Indeks-krav	F_{diff}
3	3	Ab 11	3,0	9,0		
6	3	02 – Asfaltdekke	1,5	13,5		
9	3	02 – Asfaltdekke	1,5	18,0		
23	14	15 – Krakelert asfaltdekke	1,5	39,0	31	-8,0
33	10	16 – Krak. oljegrus, Otta- dekke, Asfaltløsningsgrus	1,25	51,5	83	31,5
49	16	13 – T2-materialer	0,75	63,5	83	19,5
69	20	13 – T2-materialer	0,75	78,5	59	-19,5

I sin enkleste form kan forsterkningstiltaket bestå av tykkere asfaltlag, i dette tilfelle 11 cm. Dette gir følgende styrkeøkning: $SI = a \cdot h = 3,0 \cdot 11 = 33$, dette tilsvarer F_{diff} .

Det vil sannsynligvis ikke være hensiktsmessig å legge så mye som 11 cm asfalt, og et alternativ kan være å fjerne de krakelerte lagene og erstatte disse med ny asfalt med høyere lastfordelingsevne. Det bør også vurderes stabilisering av T2-materialene.

Eksempel 2: E6 Hp 21 i Finnmark (gammel vegreferanse)

Tabell A6.4 viser beregning av F_{diff} og dimensjonering av forsterkningstiltak for en strekning på E6 Hp 21 i Finnmark. Vegen er i trafikkgruppe A1. Prøvetaking ned til ca. 50 cm viser et meget vannømfintlig og delvis telefarlig sandig, grusig siltig bærelagsmateriale under 3-5 cm oljegrus/overflatebehandling. Bærelaget har høyt finstoffinnhold, 11-24 % < 0,063 mm (av materiale < 22,4 mm).

Maks steinstørrelse i eksisterende grusbærelag er på 16-31,5 mm. Prøver av undergrunnen viser hovedsakelig siltig sand T2, men også et punkt med sandig silt T4.

Tabell A6.4 Beregning av F_{diff} for E6 Hp 21 i Finnmark (jf. krav i tabell A6.1).

Dybde (cm)	Tykkelse (cm)	Lag	Lastford.-koeff. (a)	Indeks (akkumulert)	Indeks-krav	F_{diff}
3	5	Oljegrus	1,25	6,25	47	41
50	47	Sandig grusig siltig matr., T2	0,5	29,75	47	17
100	50	Siltig sand, T2				

Det er valgt et forsterkningstiltak med justering av kornkurven til bærelaget pga. høyt finstoffinnhold, og deretter bitumenstabilisering og nytt slitelag. Først tilsettes 10 cm puk 8/22 rett på eksisterende veg. Denne tørrfreses så sammen med eksisterende oljegrusdekke og bærelag ned til ca. 30 cm dybde. Etter tørrfresingen tilsettes 4,5 % bindemiddel V6000 i en ny freseoperasjon (bitumenstabilisering). Etter komprimering legges umiddelbart et 4 cm Ma 16 slitelag. Tabell A6.5 viser dimensjonering av tiltaket.

Tabell A6.5 Beregning av nødvendig forsterkning ved $F_{diff} = 41$.

Materiale	Tykkelse (cm)	Lastford.-koeff. (a)	Indeks	F_{diff} rest	Kommentar
Ma16	4	1,5	6	41-6 = 35	
Bitumenstab. av eksist. grusbærelag	21	1*	21	35-21 = 14	* Eksisterende grus har a = 0,5. Etter stabilisering har laget a = 1,5. Dette gir en styrkeøkning a = 1,5-0,5 = 1,0
Tilført pukk 8/22 freses inn i eksist. grusbærelag	10	1,5**	15	14-15 = -1	** Tilført masse regnes som et nytt stabilisert lag etter fresing med a = 1,5
Heving av veg / sum	14		42	-1	

Det kan være vanskelig å være trygg på at man får korrekt vegoverbygning ved bare å sammenholde oppgravingsdataene i NVDB med dekkedataene i PMS 2010. Ofte er det helt nødvendig å foreta nye oppgravinger som en del av planleggingen av forsterkningsarbeidene, både for å få informasjon om punkter hvor NVDB ikke har oppgravingsdata, og for å kontrollere og justere/supplere informasjonen fra de oppgravingspunktene som finnes i NVDB.

Et forsterkningsprosjekt vil normalt inneholde relativt få oppgravingspunkter, og dermed få punkter hvor man har beregnet dimensjonerende F_{diff} . For å få et mer detaljert bilde må en totalvurdering av forsterkningsbehovet på strekningen derfor baseres på supplerende opplysninger fra andre datakilder, slik som falloddsmålinger, jf. kapittel A6.2.2.

A 6.2.2 Dimensjonering av forsterkningsbehov basert på nedbøyningsdata

Beregning av indeksverdier som det er vist eksempler på ovenfor, vil normalt være begrenset til noen få punkter på vegstrekningen som skal forsterkes. Ofte er det opp mot 500 meter mellom hvert oppgravingspunkt. For å få et fullstendig bilde av forsterkningsbehovet som grunnlag for å differensiere tiltakene, må man ta i bruk annen informasjon. Da kan nedbøyningsmålinger med fallodd og tykkelsesmålinger med georadar være nyttige hjelpemidler. F_{diff} fra falloddsmålinger beregnes med formlene nedenfor [34]:

For veger med fast dekke:

$$F_{diff} = 10,3 \cdot (\text{ÅDT}_T)^{0,15} \cdot (\text{Tillatt aksellast}^{0,6} - \text{Bæreevne}^{0,6})$$

For veger med grusdekke:

$$F_{diff} = 10,3 \cdot (\text{ÅDT}_T)^{0,15} \cdot (\text{Tillatt aksellast}^{0,6} - \text{Bæreevne}^{0,6}) + 20$$

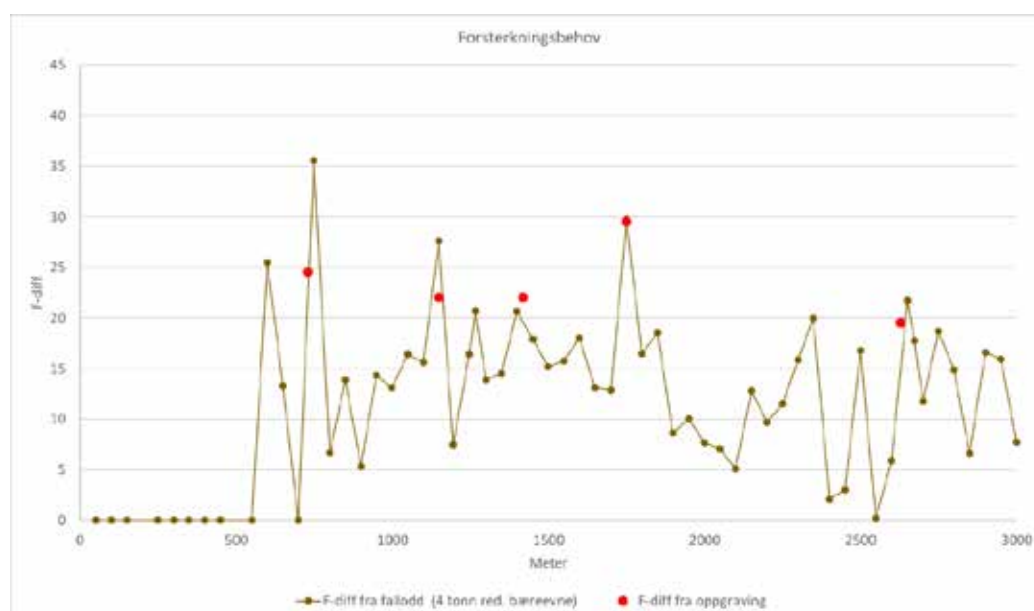
hvor: ÅDT_T = Årsdøgntrafikk for tunge kjøretøy
 Tillatt aksellast = den aksellasten i tonn vegen er beregnet for eller skal forsterkes til
 Bæreevne = Bæreevne i tonn beregnet fra falloddsmålinger, se formel i kapittel A3.3.4

Dimensjonering basert på bæreevne beregnet ut fra nedbøyningsmålinger alene er beheftet med store usikkerheter. Man får som regel et riktigere resultat dersom man kombinerer resultatene fra oppgravingsdata med relative verdier for vegens bæreevne ut fra nedbøyningsmålinger.

F_{diff} fra fallodd vil ofte gi mye lavere verdier enn F_{diff} fra oppgravinger. En årsak til dette kan være at falloddsmålinger som oftest gjøres om sommeren, mens dimensjonering med basis i oppgravings-

prøver tar hensyn til bæreevne i kritisk periode av året. Ved å kalibrere F_{diff} fra falloddsmålingene med F_{diff} fra oppgravinger i samme punkt, kan man justere nivået på F_{diff} for fallodd og dermed bruke de relative verdiene til å angi forsterkningsbehovet for hele strekningen. Ved å bruke oppgravingsdata som basis for kalibrering eliminerer man i stor grad effekter fra forhold ved måletidspunktet. Og man unngår å bruke absoluttverdier fra falloddsmålingen som kan vise seg å være feil grunnlag med tanke på bæreevnen i den kritiske teleløsningsperioden. Dersom man ikke har nedbøyningsdata for målinger i teleløsningsperioden, bør beregnet bæreevne for målinger utført om sommeren eller høsten reduseres med 3,0 til 4,0 tonn for å estimere den kritiske bæreevnen i teleløsningsperioden.

Figur A6.2 viser et eksempel på hvordan F_{diff} er kalibrert ved å redusere bæreevnen med 4 tonn. Da får man god korrelasjon med F_{diff} fra oppgravingsprøver, og man kan bruke falloddsdata til å sette nivå for F_{diff} mellom oppgravingspunktene. Med mindre man har falloddsmålinger fra teleløsningsperioden anbefales det alltid å ha noen oppgravingspunkter som referanse for å kunne bruke F_{diff} fra fallodd.



Figur A6.2 Eksempel på sammenligning av forsterkningsbehov beregnet fra oppgravingsprøver og falloddsdata. (Ill: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

A 6.3 Fast dekke på grusveg

Ved oppgradering fra grusdekke til fast dekke, må det så godt som alltid gjøres tiltak før vegen asfalteres. Selv en godt oppbygd grusveg vil ha en noe svakere oppbygging enn en tilsvarende veg med fast dekke. Eksisterende grusdekke vil ha høyt finstoffinnhold, og vil utgjøre et svakt lag i ny konstruksjon. Toppdekket skal derfor alltid fjernes eller stabiliseres før det bygges på med bærelag og fast dekke.

Mange grusveger har en tillatt aksellast på 8 tonn, som det ved forsterkning vil være aktuelt å forsterke til 10 tonn. Dette må hensyntas i vurderingen av nødvendig forsterkning, da et tiltak for å øke bæreevne i ettertid vil være kostbart.

Forsterkningsbehovet tar utgangspunkt i tillatt aksellast på eksisterende veg. Vegen skal etter forsterkning tilfredsstillende kravene til indeksverdi etter tabell A6.1. Ved bruk av F_{diff} fra nedbøyningsmålinger, bør F_{diff} økes med en indeks på 20 ved oppgradering til fast dekke. Dette skyldes av at grusveger ofte har vært underdimensjonert i forhold til en veg med fast dekke med en indeks på 20.

Ved oppgradering av grusveger er det viktig at det gjennomføres oppgravingsprøver og nedbøyningsmålinger. Uten dette er det visuelt vanskelig å få en god oversikt over vegens tilstand. Følgende punkter er med på å legge premissene for valg av dimensjoneringsiltak:

- Lagtykkelser og materialer i eksisterende overbygning
- Eksisterende vegbredde
- Eksisterende bæreevne
- Dagens drens-system

Basert på dette er det normalt tre forskjellige løsninger som velges:

- **Forsterkning på eksisterende veg**

I mange tilfeller ønsker man ikke å fjerne eksisterende overbygning, man vil heller utnytte styrken som er i konstruksjonen fra før. Men gjennom at man bygger oppå eksisterende overbygning vil en konsekvens av forsterkningen være en vesentlig redusert vegbredde. Tiltaket vil derfor ofte kreve breddeutvidelse av eksisterende overbygning i tillegg.

- **Delvis masseutskiftning**

Dersom overbygningen for grusvegen har et tilfredsstillende fundament, kan forsterkningstiltaket være fjerning av dårlige masser i dekke og bærelag og etablering av nytt bærelag/dekke. Det gamle fundamentet betraktes da som en del av den nye vegoverbygningen.

- **Full masseutskiftning**

Dette tiltaket vil sjelden bli utført over en lengre strekning. Det vil som regel kun være snakk om punktvis utskiftninger, særlig i områder med myr eller spesielt svak undergrunn. Ved full masseutskiftning anses dette ikke som et forsterkningstiltak, og vegen dimensjoneres som ved nybygging etter kravene i N200 [22].

Eksempel på oppgradering av grusveg

En grusveg skal oppgraderes til fast dekke. Vegen er i trafikkgruppe A1, med en vegbredde på 4,5 meter. Prøvetaking indikerer ca. 10 cm grusdekke av sandige/siltige masser, middels telefarlig (T3), over ca. 40 cm grusbærelag som består av sandig/grusig materiale, litt telefarlig (T2). Prøvetaking av undergrunnen indikerer i all hovedsak sandig/siltig T4 materiale.

I tillegg til oppgravingsprøvene er det gjennomført bæreevne-målinger med fallodd på strekningen. Strekningsbæreevnen på sommeren er målt til å være ca. 7-8 tonn i hvert felt. F_{diff} fra bæreevne-målingene er justert etter utregning av F_{diff} fra oppgravingsprøver, samt gitt et påslag for indeksverdien på 20. Dette gir et forsterkningsbehov $F_{diff} = 40$ til 45 på strekningen. Til sammenligning gir tabell A6.1 et normalkrav til indeksverdi på 47 etter forsterkning, for bæreevnegruppe 4.

Basert på dette foreslås det to alternative forsterkninger:

1. Finstoffrikt grusdekke fjernes, mens eksisterende bærelag beholdes. Det legges inn et forsterkningslag av knust berg Fk 0/32 mm. Over forsterkningslaget foreslås bærelag av forkilt puk 16/45 mm og asfaltdekke Agb (2 x 3 cm).
2. Som for alternativ 1, men med bærelag av penetrert puk 16/45 mm.

Begge metodene gir et permeabelt bærelag. Dette bidrar til bedre drenering av vegoverbygningen i teleløsningen, og forkorter tiden med redusert bæreevne. Det benyttes fiberduk bruksklasse 3 mellom nytt forsterkningslag og eksisterende overbygning. Der nedbøyningsmålingene indikerer «ekstremt dårlig undergrunn», anbefales det armering under nytt bærelag. Tabellene under viser dimensjonering av tiltaket.

Tabell A6.6 Beregnet nødvendig forsterkning ved $F_{diff} = 47$ med forkilt puk (alternativ 1).

Materiale	Tykkelse (cm)	Lastford. -koeff. (a) ¹⁾	Indeks	F_{diff} rest	Kommentar
Agb 11	2 x 3	3,0	18	29	
Fp 16/45 mm	10	1,25	12,5	16,5	Forkilt med 8/11 mm
Fk 0/32 mm	13	1,35	17,5	-1	Nytt forsterkningslag
Heving av veg/ sum	29		48		

¹⁾ Lastfordelingskoeffisient fra N200 [22]

Tabell A6.7 Beregnet nødvendig forsterkning ved $F_{diff} = 47$ med penetrert puk (alternativ 2).

Materiale	Tykkelse (cm)	Lastford. -koeff. (a) ¹⁾	Indeks	F_{diff} rest	Kommentar
Agb 11	2 x 3	3,0	18	29	
Pp 16/45 mm	10	1,5	15	14	Forkilt med 8/11 mm
Fk 0/32 mm	11	1,35	15	-1	Nytt forsterkningslag
Heving av veg/ sum	27		48		

¹⁾ Lastfordelingskoeffisient fra N200 [22]

Med fjerning av eksisterende grusdekke på 10 cm, medfører forsterkningstiltakene en heving av veglinja på 19 cm for alternativ 1 med forkilt puk og 17 cm for alternativ 2 med penetrert puk. Det gir en vegbredde på 4 - 4,1 meter etter tiltaket. Etter vurdering av trafikkmengden på strekningen, anses dette som tilstrekkelig, da det i tillegg skal anlegges møteplasser.

A 6.4 Økning av tillatt aksellast

Det offentlige vegnettet er inndelt i bruksklasser ut fra tillatt aksellast og totalvekt. Aksellast-begrensninger som er lavere enn Bk 10-50, er normalt forårsaket av manglende bæreevne for vegoverbygningen eller svake bruer på vegstrekningen. Uansett årsak til begrensningene vil en endring i vegens bruksklasse føre til økt nedbrytning av vegoverbygningen og en mer ugunstig tilstandsutvikling. Forutsatt samme ÅDT for tunge kjøretøy, vil både aksellast og totalvekt innvirke på nedbrytningen av vegoverbygningen.

Ved forsterkning knyttet til økning av tillatt aksellast, vil forsterkningsbehovet avhenge både av den ønskede økning i tillatt aksellast og vegdekkets tilstandsutvikling (funksjonell dekkelevetid).

På lavtrafikkerte veger vil analyser av sporutviklingen som regel ikke gi et godt grunnlag for å estimere dekkelevetid og levetidsfaktor. På veger der man ikke lett kan fastslå levetidsfaktoren ut fra spormålinger anbefales det derfor å dimensjonere forsterkningen på basis av oppgravingsprøver.

Dersom vegen skal forsterkes som en følge av en økning i tillatt aksellast, og overbygningens styrke er bestemt ut fra lagtykkelser og klassifisering av materialene i grunnen, ev. supplert med bæreevne-målinger med fallodd, kan dimensjonering av forsterkningstiltaket følge de regler som er gitt i kapittel A6.2.

Å vurdere mulige skadeårsaker er spesielt viktig ved økning av aksellast da en ennå ikke har sett resultatet av økt belastning. Her kan falloddsmålinger være et godt hjelpemiddel. Resultater fra falloddsmålinger kan også gi svar på om det er samsvar mellom tillatt aksellast og vegens bæreevne. Hvis det er tilfelle, kan forsterkningstiltaket dimensjoneres på grunnlag av F_{diff} fra tabell A6.8. Tabellen gjelder for veg med to kjørefelt. Inndeling i trafikkgrupper gjelder for vegen etter økning av tillatt aksellast til 10 tonn, 20 års dimensjoneringsperiode og 2 % årlig trafikkvekst.

Tabell A6.8 Forsterkningsbehov (F_{diff}) ved økning av tillatt aksellast fra 8 tonn til 10 tonn. [22]

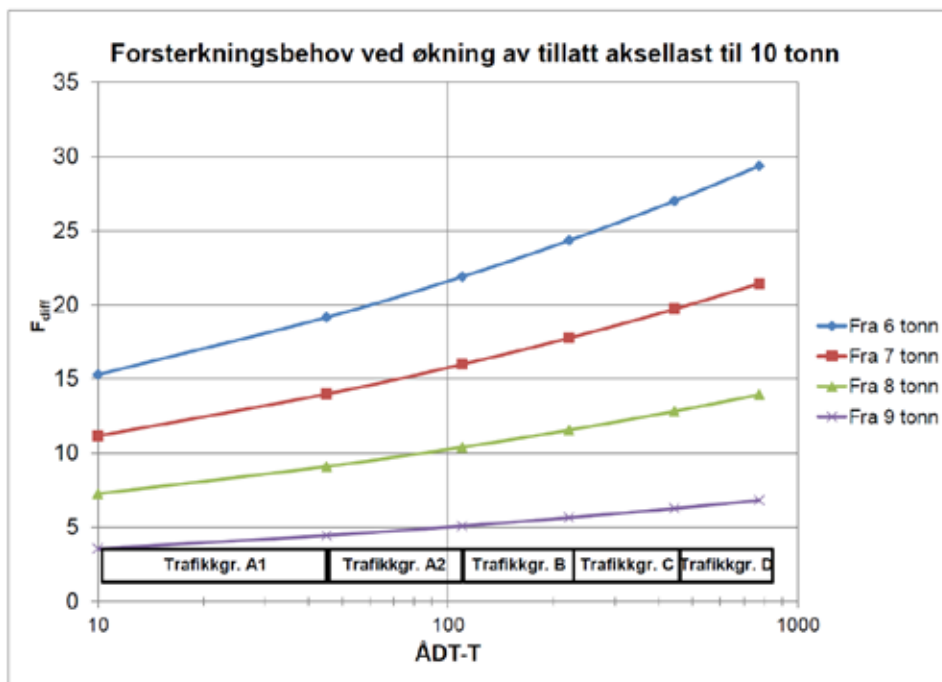
Forsterkningsbehov ved økning av tillatt aksellast (indeksverdi F_{diff})					
Forsterkning	Levetidsfaktor	Trafikkgruppe (N, mill.)			
		A (< 0,5)	B (0,5 – 1)	C (1 – 2)	D (2 – 3,5)
Fra 8 til 10 tonn	$f > 0,8$	12	13	14	16
	$f = 0,8$	18	19	21	24
	$f = 0,7$	21	22	24	27
	$f = 0,6$	24	26	28	31
	$f = 0,5$	27	30	32	35

Gjennom automatiske aksellastmålinger på en 8 tonns veg, for eksempel over en uke, kan det vise seg at aksellastfordelingen tilsvarer den man har på en 10 tonns veg. Da kan tillatt aksellast skrives opp til 10 tonn uten at det går utover dekkelevetiden.

Hvis det det finnes gode pålitelige spormålinger kan levetidsfaktoren benyttes til å vurdere forsterkningsbehovet. På en strekning der tillatt aksellast skal settes opp, ofte fra 8 til 10 tonn, vil det normalt være partier som skiller seg ut ved at dekkelevetiden er vesentlig høyere enn normalt (levetidsfaktor f over 1,2). På slike partier kan vegen skrives opp til 10 tonn uten forsterkning. For vegdekker med levetidsfaktor $f = 0,7 - 1,2$ kan forsterkningsbehovet bestemmes ut fra figur A6.3. (Gjelder kun for økning av tillatt aksellast fra 8 til 10 tonn.)

Ved behov for økning av tillatt aksellast og/eller totalvekt ut over 10 tonn aksellast og 50-60 tonn totalvekt bør forsterkningsbehovet bestemmes ut fra kunnskap om eksisterende vegoverbygning, bæreevne, tilstandsutvikling og nåværende og fremtidig belastning. Det vil også være nyttig å ha en formening om hvilken type kjøretøyer og aksellastkonfigurasjoner som vil trafikere vegen. Øking av aksellast over 10 tonn vil ofte være spesialtilfeller der man kanskje vet mer om type kjøretøy enn normalt. Dekktype og ringtrykk kan ofte ha større effekt på dekkelevetidene enn små økninger i totalvekt.

Det er også viktig å være klar over at en økning av totalvekt uten å øke aksellasten (altså flere aksler å fordele vekten på) også vil kunne føre til redusert dekkelevetid. Dette gjelder spesielt veger med tynne dekker, vannømfintlige bærelag og/eller svak undergrunn. Flere aksler på samme kjøretøy fører også til at flere hjul går i samme hjulspor og dermed øker nedbrytningen [9, 10].



Figur A6.3 Forsterkningsbehov (F_{diff}) ved økning av tillatt aksellast til 10 tonn (gjelder kun hvis det er samsvar mellom tillatt aksellast og vegens bæreevne). [8]

A 6.5 Kantforsterkning

Dersom sporutviklingen i vegdekket er vesentlig mer alvorlig i ytre hjulspor enn i indre hjulspor, er kantforsterkning et aktuelt tiltak. Også langsgående sprekker i ytre del av kjørefeltet kan indikere behov for kantforsterkning. Kantskader kan i hovedsak ha tre årsaker:

1. Skader som skyldes smal skulder og/eller for bratt sideskråning. Denne type kantskade er mest vanlig i veg på fylling.
2. Skader som skyldes større fuktighet/høyere grunnvannstand nær vegkanten. Et tydelig eksempel er veg i halvskjæring hvor sporutviklingen for kjørefeltet i skjæring er vesentlig større enn sporutviklingen for kjørefeltet på fylling, jf. figur A5.8.
3. Skader som skyldes dårligere vegfundament på de ytre delene over vegens tverrprofil. Dette er svært vanlig på eldre vegger med mer eller mindre «tvilsomme» breddeutvidelser.

Varianter av den tredje typen er «lurvekant» (jf. V261 *Skadekatalog for bituminøse vegdekker* [21]) som skyldes at kanten av asfaltdekket er lagt for nær vegkanten, torvkanter som leder vann inn under kanten, ev. at materialet like under asfaltlaget har dårlig bæreevne.

Kartlegging av lagtykkelser og variasjoner i materialeegenskaper over tverrprofilen er en viktig del av grunnlagsinformasjonen ved alle typer kantskader. Til dette er både nedbøyningsmålinger med fallodd, georadarmålinger og oppgravingsprøver aktuelt. I mange tilfeller er det ikke tilstrekkelig å begrense undersøkelsene til vegoverbygningen. Årsaken til kantskader kan ligge dypt nede i vegfyllingen eller under fyllingsfot. Dette vil normalt kreve tradisjonelle grunnundersøkelser. Dybde til fjell kan også være nyttig informasjon ved utbedring av kantskader. For veg i skjæring eller i halvskjæring er det nødvendig å klarlegge vegens drensforhold. Her kan etablering av lukket drenering og/eller bruk av avskjærende grøfter være aktuelle tiltak, jf. kapittel A5.

Valg av tiltak og dimensjonering av dette avhenger blant annet av skadetype og skadeårsak. I den forbindelse er det viktig å legge vekt på at man ofte står overfor en kombinasjon av skadeårsaker, som alle skal ivaretas ved utbedring.

Ved ensartede lagtykkelser og materialer i hele vegbredden, vil som regel kantforsterkning bestå i å opparbeide bredere skuldre og/eller legge ut steinmaterialer slik at materialene fungerer som en «støttefylling» og dermed stabiliserer vegfundamentet. I noen tilfeller har det vært nødvendig å bygge en støttemur for å holde massene på plass.

Dersom vegfundamentet har en svakere oppbygning ut mot vegkanten enn i midten av vegen, må man vurdere behovet for masseutskifting over deler av tverrprofilen.

Se kapittel B13 og B14 for nærmere beskrivelser av aktuelle tiltak.

A 6.6 Veg over myr

Ved forsterkning av eksisterende veger fundamentert på myr eller torv er det spesielle forhånds-regler som må tas. Hvordan myra har utviklet seg, graden av nedbrytning (omdanningsgrad), vanninnhold og densitet har stor betydning for de tekniske egenskapene til torva. Torv klassifiseres vanligvis ved å presse torvprøver i hånden og se på graden av omdanning i den aktuelle prøven. Tabell A6.9 viser en enkel klassifisering av torv. Se R210 *Laboratorieundersøkelser* [40] for fullstendig klassifisering etter Von Post-metoden.

Tabell A6.9 Noen typiske nøkkeltall for torv. [19]

Betegnelse	Gruppe	Beskrivelse
Naturlig fibret torv (fibertorv)	H1-H4	Lav omdanningsgrad. Planterester lett synlige.
Middels omdannet torv (mellomtorv)	H5-H7	Middels omdanningsgrad. Planterester svakt synlige.
Amorf torv (svarttorv)	H8-H10	Høy omdanningsgrad. Planterester ikke synlige. Grøtaktig konsistens.

Egenskap	Torvart		
	Fibertorv	Mellomtorv	Svarttorv
Vanninnhold, %	700 - 2000	500 - 1200	500 - 900
Askeinnhold, %	1,5 - 3,0	3 - 8	8 - 30
Uforstyrret total densitet, kg/m ³	900 - 1100	900 - 1100	900 - 1100
Tørr densitet, kg/m ³	40 - 70	70 - 100	100 - 140
Poretall	10 - 25	8 - 17	7 - 13
Permeabilitet, m/s	10 ⁻⁵ - 10 ⁻⁶	10 ⁻⁶ - 10 ⁻⁷	10 ⁻⁷ - 10 ⁻⁸

På grunn av lav densitet og høyt vanninnhold vil torv komprimeres betydelig under belastning. Torv har også lav skjærfasthet. Jo høyere innhold av vann, desto lavere skjærfasthet. Og jo høyere grad av fortorving, desto lavere skjærfasthet.

Alle endringer i vannstanden i en torvmyr betyr noe for hvordan torva på stedet reagerer på belastninger. Det gjelder uansett om vannstandsendringen har naturlig årsak eller skyldes menneskelige inngrep. Når grunnvannsstanden i myra senkes, vil poretrykket i torvmassen reduseres. Det gir et økt effektivt trykk som fører til konsolidering og setninger. Det derfor viktig å bevare den hydrologiske tilstanden i myra.

Et positivt trekk ved en eksisterende veg på myr er at myra under vegen som regel har vært belastet over lang tid, og dermed har oppnådd økt fasthet slik at den kan bære vekta av vegen. Dette vil være tilfelle selv om vegen har setninger. Det kan brukes som en fordel når vegen utbedres, forutsatt at man ikke gjør noe som utløser ytterligere konsolidering.

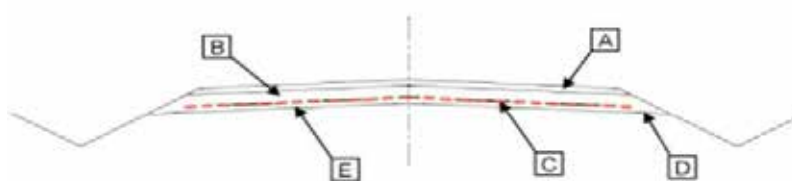
Vanligvis vil det over tid skapes en likevekt mellom en vegfylling på myr og materialene under fyllingen. Når likevekten er etablert vil enhver forstyrrelse av den påvirke samvirket mellom veg og myr slik at det settes i gang ny konsolidering og nye setninger. Hovedregelen ved vegutbedring i myrområder er derfor at man må unngå å «gjøre vondt verre» ved å utføre arbeid som påvirker samvirket mellom myr og veg. Beste løsning for veger på myr er derfor å unngå inngrep i den etablerte hydrologiske tilstanden i området.

Typiske dekkeskader som skyldes torv er ujevn dekkeoverflate, setninger og lokale differensial-setninger, sprekker på langs og på tvers, kantskader, nedbryting av asfalt m.m. Å forsterke ved å legge materialer på toppen av eksisterende veg fungerer sjelden på undergrunn av torv, da tilleggsvekten fra det nye laget vil øke belastningen på torvlaget.

I stedet for å legge ut nye lag og mer vekt bør en derfor heller erstatte eksisterende lag. Det er to hovedmetoder som kan benyttes for å oppnå dette:

1) Masseutskifting hvor man erstatter gamle vegbyggingsmaterialer med nye og mer høyverdige materialer.

I tillegg kan det også legges armering av stålnett nederst i den nye konstruksjonen. Typisk vil man fjerne 40 cm av gammel veg, legge fiberduk og 10 cm bærelagsgrus, deretter stålnettet og 20 cm bærelagsgrus over nettet før 10 cm asfalt legges på toppen. Vekten av materialene i den nye konstruksjonen bør være mindre enn, eller den samme, som vekten av materialene som er fjernet fra vegen.

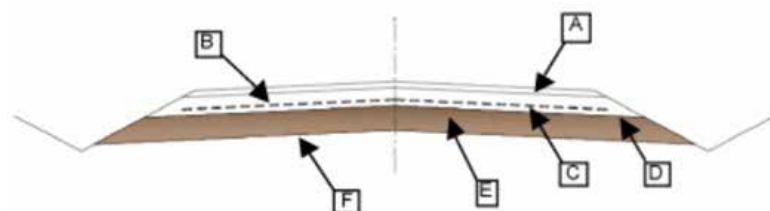


	Lag
A	Asfaltdekke
B	Bærelag
C	Stålnett
D	Fiberduk
E	Utgravingsdybde

Figur A6.4 Forsterkning på myr ved masseutskifting og ny overbygning. [19]

2) Masseutskifting med lette fyllmasser som kan bidra til å redusere vegens totale vekt og dermed belastningen på myra.

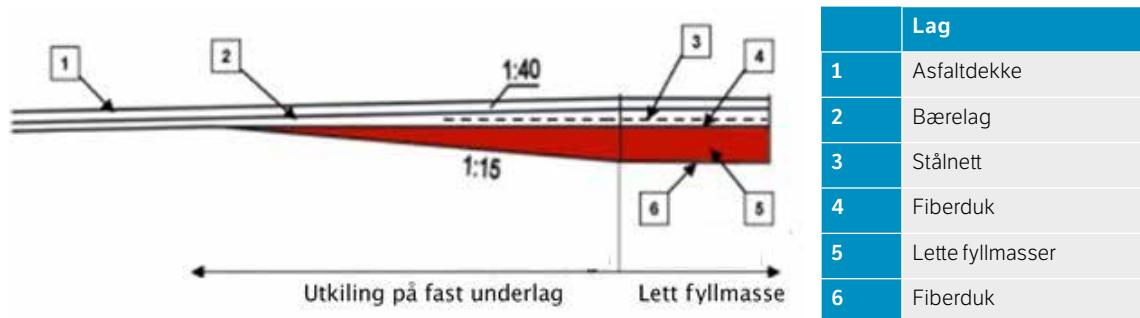
Oppbygningen blir lik som i alternativ 1, men i tillegg fjernes og erstattes gammelt materiale med lett fyllmasse i tilstrekkelig dybde til at man får en lettere vegkonstruksjon. Fordelen med denne metoden er at ved riktig bruk kan vegens lengdeprofil løftes tilbake til sitt tidligere nivå, før setninger oppsto, uten å øke vegens vekt. Der forholdene tillater det kan det til og med være mulig å løfte lengdeprofilen. Metoden kan også benyttes på større fyllinger over myr. Hvis vekten av den nye fyllingen kan reduseres ned mot 50 % av tidligere vekt bør en etter utbedringen unngå merkbare setninger.



	Lag
A	Asfaltdekke
B	Bærelag
C	Stålnett
D	Fiberduk
E	Lette fyllmasser
F	Fiberduk

Figur A6.5 Forsterkning på myr ved masseutskifting og bruk av lette fyllmasser. [19]

Der vegen går over fra myr til fast grunn vil det kunne oppstå bæreevneproblemer og dekkeskader pga. overgangen fra bløt til hard undergrunn og oppbygging av poretrykk. Løsningen er å lage en utkiling i det faste underlaget før vegen går ut på myra. En typisk utkiling er vist i figur A6.6, der det også er vist hvordan stålnett avsluttes.



Figur A6.6 Utkiling ved overgang fra fast undergrunn til myr. [19]

Breddeutvidelse av veg over myr bør gjøres som en kombinasjon av forbelastning og masseutskifting. Det er viktig å ikke masseutskifte dypere enn eksisterende veg for å unngå at ny konstruksjon drenerer ut den gamle. Det vil være en fordel å grave ny avskjæring/drensgrøft om lag 10 m unna den gamle vegen, og bruke de utgravde torvmassene til å fylle igjen den eksisterende grøfta langs vegen.



Figur A6.7 Forbelastning ved breddeutvidelse over myr. [19]

Ved denne type utvidelser vil det være behov for en geoteknisk vurdering for å anslå høyde og varighet på forbelastningen, samt hvilke setninger som kan forventes.

Se ellers [19] for mer info om utbedring av veg over myr.

A 7 Dimensjoneringsystemer/ analyseringsprogrammer

Internasjonalt finnes det flere systemer for dimensjonering av ny veg og forsterkning av eksisterende veg. Her er en kort omtale av noen av de mest aktuelle dimensjoneringsprogrammene fra andre land, herunder et nytt system som er under utvikling for norske forhold.

Utenlandske dimensjoneringsystemer og -programmer kan ikke uten videre benyttes i Norge. For å gi pålitelige resultater kreves det at de er kalibrert i forhold til det norske vegnettet og norsk klima. Man må også ta hensyn til at nedbøyningsmålinger som regel utføres på sommeren eller høsten, mens den kritiske tiden for bæreevnen hos oss er i teleløsningsperioden.

Med litt forskjellige utgangspunkt har disse systemene en del fellestrekk:

- Beregning av E-moduler for materialene i grunnen og lagene i vegoverbygningen
- Inndeling av vegen i delstrekninger
- Beskrivelse av lagene i vegens fundament ved hjelp av oppgravingsprøver og/eller målinger med georadar
- Variasjoner i materialegenskapene over de forskjellige årstider/tidssoner
- Estimering av funksjonell dekkelevetid ut fra mekanistiske kriterier, ev. prognoser for tilstandsutvikling med hensyn på spor, jevnhet (IRI) og andre tilstandsparametre over en tidsperiode

A 7.1 AASHTO Pavement ME Design

Dimensjoneringsystemet er utviklet for Federal Highway Administration i USA og omfatter dimensjonering av ny veg og forsterkning av eksisterende veg, med vegdekke av asfalt eller betong.

I forbindelse med forskningsprosjekter i Vegdirektoratet er programmet søkt tilpasset norske forhold. Dette inkluderer:

- Trafikkbelastninger som samsvarer med tungtrafikken på det norske vegnettet
- Klimadata basert på måledata fra klimastasjoner i Norge
- Grov kalibrering av tilstandsutviklingsmodellene basert på målt tilstandsutvikling for en del oppfølgingsstrekninger i Norge

Ut fra data for eksisterende veg og et valgt forsterkningstiltak estimerer programmet utviklingen i tilstand med hensyn på spor, jevnhet og tre typer sprekker/krakeleringer. To av typene er knyttet til temperatursvingninger om vinteren (lavtemperatursprekker).

Før at modellene i AASHTO Pavement ME Design skal kunne brukes til praktisk dimensjonering av forsterkningstiltak i Norge, må det gjennomføres grundigere kalibrering enn det som er utført til nå.

A 7.2 Dynatest Elmod 6

Programmet Elmod 6 er utviklet av det danske firmaet Dynatest. Dynatest er en av Europas største leverandører av utstyr til nedbøyningsmålinger, de har bl.a. levert de fleste falloddene som er i bruk i Norge.

Elmod er i utgangspunktet et system for tilbakeregning av E-moduler for lag i overbygningen og undergrunnen, basert på nedbøyningsmålinger. Det finnes også tre tilleggsmoduler, for henholdsvis

dimensjonering av forsterkningstiltak, beregning av livsløpsanalyser samt klassifisering av dekker på flyplasser. For at disse beregningene kan gjennomføres forutsettes det oppgravingsprøver og/eller georadarmålinger, slik at lagtykkelsene er kjent.

Systemet fremstår som en noe forenklet variant av AASHTO Pavement ME Design. Systemet kan ikke i samme grad koble til trafikkdata (WIM, automatiske målinger på vegen) og klimadata for standardiserte meteorologiske registreringer. Beregningene er også i større grad rettet mot å sammenligne spenninger og tøyninger med tillatte verdier, og estimerer i mindre grad forventet tilstandsutvikling.

A 7.3 Road Doctor

Road Doctor er et system utviklet av Roadscanners OY, og består av et kjerneprogram med muligheter til å legge til ekstra programmoduler. For eksempel finnes det moduler for tolking av georadardata, diagnoseverktøy for veg, planleggingsverktøy for forsterkningsplanlegging og modul for analyse av data fra laserskanning.

Programmet er spesielt egnet for strukturell analyse av vegoverbygning og dimensjonering av forsterkningstiltak. En vesentlig del av Road Doctor er presentasjon og analyse av alle typer grunnlagsdata som ligger til grunn for forsterkning av veg. Georadarmålinger og nedbøynings-målinger kan sammenstilles med kart, vegbilder, spor- og jevnhetsdata, samt ev. resultater fra manuelle registreringer av dekkeskader og dreneringstilstand.

Til beregning av E-moduler for materialene i grunnen og lagene i overbygningen har man mulighet for en kobling til Dynatests Elmod 6, eller en innebygget, enklere beregningsmodell, såkalt «forward calculation».

Programmet kan videre brukes til å planlegge og dimensjonere forsterkningstiltak og beregne tiltakets effekt på bæreevnen. På den måten kan man lettere differensiere forsterkningstiltakene. Resultater kan eksporteres til flere formater, bl.a. tabeller, kart og CAD-filer.

A 7.4 PMS Objekt

PMS Objekt er utviklet og eies av Trafikverket i Sverige, og kan kostnadsfritt lastes ned fra Trafikverkets hjemmesider. Alle nye svenske veger blir dimensjonert med dette verktøyet.

PMS Objekt er et mekanistisk-empirisk dimensjoneringsystem i den forstand at dimensjoneringen i alt vesentlig baseres på tillatte verdier for spenninger og tøyninger i vegkonstruksjonen, i forhold til antall ekvivalente lastpåkjenninger i dimensjoneringsperioden.

PMS Objekt inneholder separate dimensjoneringer for bygging av ny veg og forsterkning av veg. Programmet tar utgangspunkt i en inndeling av Sverige i fem klimasoner. For hver klimasone er året inndelt i seks klimaperioder, hvor både periodens lengde og gjennomsnittlig asfalttemperatur varierer. Dimensjoneringen bygger på fire kriterier:

1. Maksimalt tillatt telehiv som en funksjon av dimensjonerende trafikkhastighet
2. Maksimal sum ekvivalente 10 tonns aksellaster i dimensjoneringsperioden basert på horisontal tøyning i underkant av bituminøse lag
3. Maksimal sum ekvivalente 10 tonns aksellaster i dimensjoneringsperioden basert på vertikal tøyning i materialet umiddelbart under planum
4. Maksimal vertikal tøyning i materialet umiddelbart under planum ved største hjullast

A 7.5 ERAPave

ERAPave (Elastic Response Analysis of Pavements) er et mekanistisk-empirisk dimensjoneringsystem for vegger utviklet i Sverige. Spenninger og tøyninger som følge av trafikkbelastning beregnes ved hjelp av flerlags elastisitetsteori (multi layer elastic theory, MLET) i et aksesymmetrisk system. Materialene modelleres i utgangspunktet som lineært elastiske, men programmet gir visse muligheter for å legge inn ikke-lineære og spenningsavhengige materialmodeller for enkelte lag.

I dimensjoneringen brukes spenninger og tøyninger videre som inngangsdata i tilstandsutviklingsmodeller for beregning av vegens skadeutvikling over tid. Tre skademekanismer ligger inne:

- utmattingssprekker i hjulspor (bottom up cracking)
- utvikling av permanente deformasjoner i de ulike lag
- piggdekkslitasje

ERAPave er valgt ut som det fremtidige felles svensk-norske verktøyet for dimensjonering av vegoverbygninger, og videreutvikles som en del av FoU-programmet VegDim (2018-2023). I tillegg til forbedringer av de eksisterende muligheter i programmet, tas det sikte på å få på plass en frost/telemodul som ved hjelp av klima og materialdata kan beregne frostnedtrengning og telehiv.

Del B

Forsterkningstiltak

Tabellen nedenfor gir en oversikt over de forsterkningstiltak som er beskrevet i Del B av forsterkningsveilederen.

Tiltak	Beskrivelse	Merknad
B 1	Etablering/utbedring av åpne grøfter	Generelt tiltak for å bedre vegens bæreevne Aktuelt for de fleste veger
B 2	Etablering av lukket drenering	Generelt tiltak for å bedre vegens bæreevne Aktuelt for de fleste veger
B 3	Stikkrenner og kulverter	Både på tvers og på langs under avkjørsler
B 4	Oppretting/fresing og nytt dekke	Bedring av vegens tverrprofil og lengdeprofil Begrenset innvirkning på andre typer skader
B 5	Bituminøst varmblandet bærelag/bindlag	Generelt tiltak for å øke dekkelevetiden Krever god tilgang på verksblandet masse til akseptabel pris
B 6	Bituminøst kaldblandet bærelag	Generelt tiltak for å øke dekkelevetiden Baseres ofte på mobil oppstilling av enkelt produksjonsutstyr
B 7	Bærelagstabilisering (dypstabilisering)	Aktuell for bærelag av vannømfintlige/tefefarlige materialer, bedring av vegens profil, fjerner risiko for refleksjonssprekker. Vegens totale oppbygning for øvrig må være OK.
B 8	Knusefresing	Kan være som forarbeid for andre tiltak, eller egen metode for forsterkning.
B 9	Bærelag av penetrert pukk	Generelt tiltak for å bedre vegens bæreevne. Krever pukklag av jevn tykkelse, må kombineres med andre tiltak for å bedre vegens lengdeprofil.
B 10	Bærelag av forkilt pukk	Generelt tiltak for å bedre vegens bæreevne. Krever pukklag av jevn tykkelse, må kombineres med andre tiltak for å bedre vegens lengdeprofil.
B 11	Tørrstabilisering	Aktuelt for grusbærelag med ugunstig kornfordeling, bedring av vegens lengde- og tverrprofil
B 12	Utkilinger	Tiltak for å redusere ujevnt telehiv. Aktuelt å kombinere med andre tiltak, som f.eks. drenering og annen lokal masseutskiftning.
B 13	Kantforsterkning	Utbedringstiltak ved kantheng, langsgående sprekker o.l. Flere typer tiltak avhengig av omfang og skadeårsak.
B 14	Breddeutvidelse	Generelt utbedringstiltak for veg med for liten bredde, inkl. ekstra utvidelse i kurver. Er også et følgetiltak pga. andre forsterkningstiltak som ellers ville ha ført til smalere veg.
B 15	Asfaltarmering med stålnett	Mest aktuelt for reduksjon av langsgående telesprekker
B 16	Asfaltarmering med plastnett	Ofte koblet til andre forsterkningstiltak, slik som breddeutvidelser, kantforsterkning, etc.
B 17	Armering av granulære lag	Omfatter armering med plast- og stålnett i granulære lag. Tiltaket er aktuelt for å sikre bæreevne over svak undergrunn, men også stabilitet og bæreevne i forbindelse med anleggsgjennomføring.
B 18	Masseutskiftning med granulære og bituminøse lag	Kan omfatte alt fra masseutskiftning av lokale partier til nesten nybygging av veg.
B 19	Veg på myr	I tillegg til tradisjonell masseutskiftning omfatter dette bruk av lette masser (EPS, skumglass og lettklinker) og andre tiltak som reduserer konsolideringen av materialene under vegkroppen
B 20	Utbedring av ujevne telehiv	Ulike tiltaket for å fjerne eller jevne ut ujevne telehiv
B 21	Grunnerverv	For å sikre grunn til å utføre nødvendige tiltak som utbedring av grøfter og drenering

Flere av de tiltak som er beskrevet i V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, er også aktuelle ved forsterkning av veger. De viktigste er:

- Bruk av motfyllinger/støttefyllinger
- Armering under fylling
- Armering ved breddeutvidelse
- Fylling av lette masser (EPS, lettklinker og skumglass)
- Sikring av skråninger i jord mot erosjon og overflateglidning

Mange forsterkningsarbeider krever en kombinasjon av flere typer tiltak for å gi et tilfredsstillende resultat, avhengig av de skader som har oppstått og årsaken(e) til skadene.

B 1 Etablering/utbedring av åpne grøfter

B 1.1 Beskrivelse av tiltaket

Grøftetiltak som et forsterkningstiltak vil bestå av etablering av nye grøfter eller utbedring på steder hvor grøftas tilstand er medvirkende årsak til bæreevnesvikt.

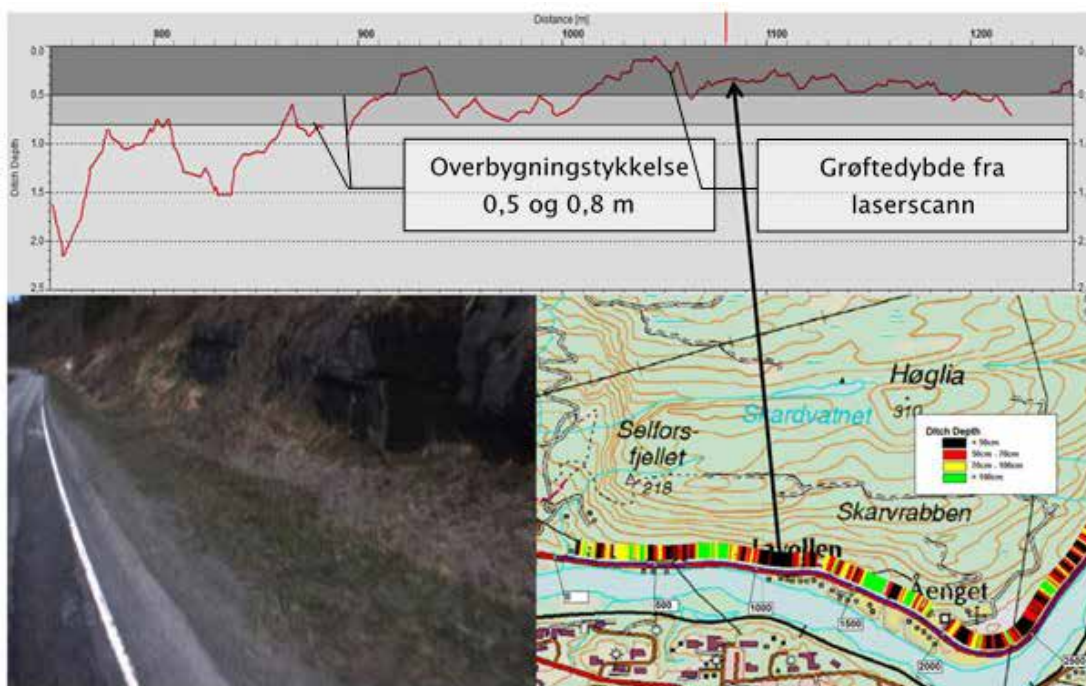
Fjerning av torvkanter langs vegkant, rensk av grøfter, rensk og fjerning av sedimenter i stikkrenner er ikke nærmere omtalt her, men slike driftstiltak er selvsagt helt nødvendige for at dreningssystemene skal kunne fungere som tiltenkt.

Samtidig med en vurdering av behovet for etablering og/eller utbedring av åpne grøfter er det viktig å ha en grundig vurdering av stikkrennene på strekningen, både med hensyn til hvor det er etablert stikkrenner, dimensjoner og utforming av innløp og utløp (se kapittel B3). Private stikkrenner under avkjørsler må også vurderes, da disse har stor innvirkning på vegens tilstandsutvikling.

B 1.2 Grunnlagsinformasjon

En befaring for å få klarlagt nødvendig utbedringsbehov er en forutsetning for en tilfredsstillende planlegging av tiltak rettet mot åpne grøfter og stikkrenner (se kapittel A3.3.2). I tillegg til befaring vil vegbilder og ev. laserskanninger (se kapittel A3.3.3) være til nytte for å se på grøftenes utforming og tilstand. Dette kan danne grunnlag for en klassifisering av dreneringen (se kapittel A5.2). For å finne områder der grøftas tilstand er medvirkende årsak til bæreevnesvikt bør data om grøftetilstand sammenlignes med spor- og jevnhetsdata og bæreevnedata (se kapittel A4.1 og A5.4). Man bør undersøke om grøftedybden er tilstrekkelig i forhold til tykkelsen på vegoverbygningen (se figur B1.2). Tykkelsen på vegoverbygning kan finnes ved oppgravingsprøver og/eller georadarmålinger. Grøftebunn kan finnes ved for eksempel laserskanning. I de tilfeller man ikke har slike målinger kan manuelle målinger av grøftedybder gjøres på kritiske steder eller i faste intervaller. Figur B1.1 viser et eksempel på bruk av data om vegoverbygningens tykkelse og data om grøftedybde fra laserskanning for å finne kritiske partier med for grunne grøfter. Nedbørmengdene for området og omkringliggende terreng med hensyn til avrenningsforhold bør også vurderes.

En vurdering av evt. dybde til fjell og hva slags løsmasser man har i grøfter og skråninger etter utbedring er en annen viktig del av grunnlagsinformasjonen, og en forutsetning for riktig planlegging og god gjennomføring av tiltakene. Behovet for fjerning av oppstikkende fjell ved pigging eller sprengning vil være av stor betydning for både kostnader og gjennomføring av tiltaket.



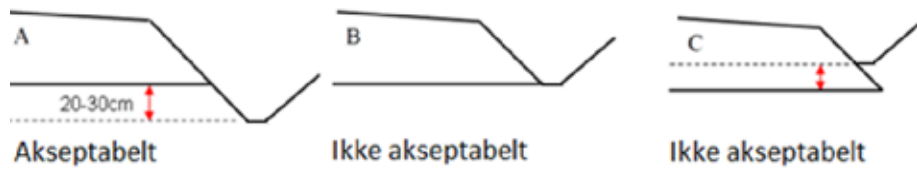
Figur B1.1 Eksempel på bruk av data om vegoverbygningens tykkelse og data om grøftedybde fra laserskanning for å finne kritiske partier med for grunne grøfter [1].

B 1.3 Planlegging av tiltaket

Planleggingen må inkludere en vurdering av alle de forhold som influerer på vegens evne til å ivareta trafiksikkerhet, fremkommelighet og miljø. Det må tenkes både på håndtering av overvann og vann i grunnen. Vannet må ledes slik at man ikke får vann inn på vegen ved store nedbørmengder. I tillegg må man sørge for at vann ikke trenger inn i vegkroppen. Kapasiteten bør kontrolleres for flomsituasjonen dersom grøftene har lite fall. Se for øvrig lærebok *Drenering og håndtering av overvann* for detaljer vedrørende overvannshåndtering [11].

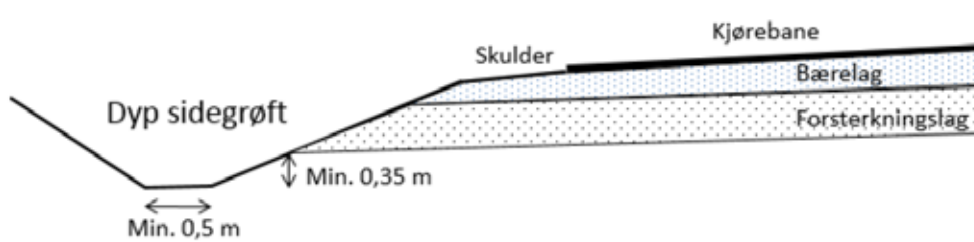
I forbindelse med større utbedringsarbeid (dvs. der det bygges ny veg i eksisterende veglinje med mindre endringer i geometri eller breddeutvidelser) bør åpen drenering bygges med normalprofil som for nyanlegg. Ved ren forsterkning av veg er det imidlertid ingen klart definerte krav til grøftas utforming. I dette kapittelet gis derfor noen anbefalinger for å sikre grøftas funksjon som drensgrøft for vegkroppen. I tillegg til dette må man tenke på trafiksikkerhet, kostnader ved terrenginngrep o.l. Dette er ikke nærmere behandlet i denne veiledningen, men en koordinering med trafiksikkerhetsinspeksjoner og planleggingen av trafiksikkerhetstiltak er en forutsetning for et tilfredsstillende totalresultat.

Generelt er det anbefalt at bunn av åpen grøft bør ligge minimum 20-30 cm under underkant av vegoverbygningen (situasjon A i figur B1.2). På nybygde veger er kravet minimum 35 cm. Typisk tykkelse på eldre vegoverbygninger på undergrunn av løsmasser er 50-70 cm. Grøftedybden bør derfor være min. 70-100 cm etter utbedring (målt fra skulderkant til bunn grøft). For grøft i berg er det ofte mindre plass til å utvide grøfta uten store kostbare inngrep. Her vil fjerning av terskler, fremstikkende bergnabber og ev. dysprensning av grøfta være mer aktuelt. Hvis vegen ligger på grovt drenerende materiale, for eksempel en elvegrusavsetning, er det ikke like kritisk om grøftedybden er for grunn. Spesielt gjelder dette om vegen ikke har dekkeskader som kan relateres til dårlig drenering. I slike tilfeller kan man tillate noe grunnere grøfter også etter forsterkning.



Figur B1.2 Grøftedybde relatert til underkant av overbygningen. [4]

Der det er plass anbefales det at grøfta har horisontal bunn med bredde 50 cm. Dette for å hindre erosjon og rask gjentetting av grøfta, samt sikre god hydraulisk kapasitet. Det bør unngås å lage V-formede grøfteprofiler pga. faren for erosjon og raskere oppfylling med sedimenter. Helning av veg-/grøfteskråning vil ha innvirkning på bæreevnen på vegkanten. Det anbefales at veg-/grøfteskråning ikke legges med helning brattere enn 1:2. Helst bør det tilstrebes helning 1:3, særlig om det er avdekket problemer med kantbæreevnen, men også med tanke på trafikksikkerheten. Ved skulderbredde $\leq 0,5$ m anbefales det å ha grøfteskråning 1:3 eller slakere, mens det for skuldre med bredde $\geq 0,75$ m er tilstrekkelig med helning 1:2. Figur B1.3 viser utforming av tverrprofil med grøft for nybygd veg.



Figur B1.3 Tverrprofil med dybde og utforming av dyp sidegrøft ved nybygging. [11]

Lengdefallet på grøfta bør være minst 5 ‰ (5 mm/m), men helninger opp til 10 ‰ bør tilstrebes. Dette for å unngå at grøftene fylles opp med vann som blir stående opp mot forsterkningslaget. I de tilfeller der det ikke er ønskelig eller mulig å få til dype nok grøfter er det viktig å prioritere fall på grøfta. I tillegg må man fjerne terskler, bergnabber og erosjonsmasser (og årsaken til erosjon) slik at vannet får renne uhindret langs grøfta.

Kapittel A5.5 gir noen anbefalinger om aktuelle dreneringstiltak for ulike dreneringsklasser klassifisert iht. kapittel A5.2.

B 1.4 Risikofaktorer, begrensninger



Figur B1.4 Før vegetasjonen er godt etablert, er vegskråninger særlig utsatt for erosjon og utglidning. (Foto: Statens Vegvesen)

Ved utbedring av åpne grøfter langs eksisterende veg vil det alltid være fristende å redusere kravene til grøftens utførelse, enten ved å etablere for grunne grøfter eller la skråningene være for bratte i forhold til materialene som blottlegges. Det er viktig å velge tekniske løsninger som ikke øker risikoen for at løsmasser sedimenterer i stikkrenner eller kummer. Fjerning av vegetasjon på grøfteskråninger ved utvidelse av skjæringsprofilen som en følge av etablering av sidegrøft, gir skjæringskråninger som kan være spesielt sårbare overfor erosjon og utglidning de første årene. Plastring eller andre tiltak for å redusere erosjon kan være nødvendig. Se V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger* [12] for flere detaljer.

Dype sidegrøfter kan utløse krav om rekkverk ut fra trafiksikkerhetskrav, se N101 *Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr*. Etablering av dyp sidegrøft som utløser krav om rekkverk, har konsekvenser for kostnadene ved fremtidig grøfterensking, fjerning av torvkanter, etc.

Et vanlig problem med utbedring av drenering langs eksisterende vegger er at eiendomsgrensene går såpass tett inntil vegen at det ikke er plass til et fullstendig grøfteprofil. I mange tilfeller vil dette medføre behov for grunnerverv, ofte med behov for reguleringsplan eller fysiske tiltak som murer og/eller lukket drenering for å oppnå tilstrekkelig drenering. Grunnerverv tar tid (ofte 1-2 år), og det må tas med tidlig i planleggingen. Se også kapittel B21 ang. grunnerverv.



Figur B1.5 Eksempel på at eiendomsgrense ligger så nært vegen at det ikke er plass til god nok helning på skjæringskråning, med påfølgende erosjon og gjentetting av grøfta over tid. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen).

Etablering og utbedring av åpne grøfter kan komme i konflikt med eksisterende ledninger og kabler i grunnen, og en kartlegging av dette er derfor en viktig del av grunnlagsinformasjonen for arbeidene.

B 1.5 Forventet resultat

Forskning gjennomført i ROADEX har vist at utbedring av drenering kan øke dekkelevetiden med en faktor på 1,5-2,0 [7]. Utbedring av drenering er derfor det mest kostnadseffektive forsterkningstiltaket som kan utføres. En forutsetning for dette er at driften av dreneringen og overvannssystemet er tilfredsstillende. Et godt planlagt og utført tiltak med etablering eller utbedring av eksisterende åpne grøfter, vil ha en levetid i størrelsesorden 40 – 50 år, forutsatt tilfredsstillende drift.

B 1.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Ved utbedring av drenering vil det kunne oppstå setninger. Det er derfor viktig at utbedring av drenering skjer minimum ett år før forsterkning.

I siltige materialer med tilgang til vann holder det ikke nødvendigvis med dype grøfter da vannet suges opp kapillært. Avskjæring av vannstrømmer som kommer fra siden av vegen, dypere lukket drenering eller utskifting av siltige masser under vegkroppen kan være alternativer.

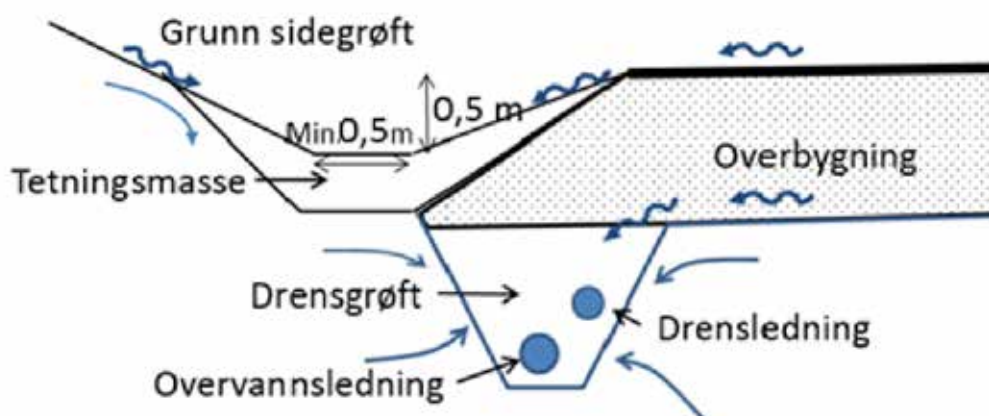
Vann kan være fanget i vegkroppen pga. tette vegskråninger med høyt innhold av torv/humusmasser og vegetasjon. Dette kan føre til økt telehiving eller bæreevneproblemer. Drenering med pukkestrenger (1 meter bredde hver 20. meter) i vegskråningen kan være et aktuelt tiltak. Se også kapittel A5.6 for typiske problemstillinger og løsninger.

B 2 Etablering av lukket drenering

B 2.1 Beskrivelse av tiltaket

Lukket drenering er karakterisert ved at det er et separat drencsystem for overflatevannet, og et for drenering av vann i grunnen. Man kan dele et lukket drencsystem inn i tre hovedgrupper, se figur B2.1:

1. Overvannet fanges opp av grunne sidegrøfter som anlegges parallelt med vegen. Overvannet omfattes av vann fra vegdekket og vann som kommer ned skjæringskråningene. Vannet i grøftene føres videre fram til rister og kummer.
2. Grunnvannsstrømmene fanges opp ved hjelp av drensledninger, som er lagt i dype drensgrøfter. Dette drencvannet føres også fram til kummer.
3. Overvannet og grunnvannet fanges opp i kummer og føres videre fra disse i overvannsledninger fram til nye kummer, kommunalt ledningsnett eller naturlige vannveger.



Figur B2.1 Hovedkomponentene i lukket drenering. [11]

Etablering av lukket drenering kan være et selvstendig forsterkningstiltak som er tilstrekkelig for å oppnå ønsket dekkelevetid og funksjonsegenskaper, men ofte gjennomføres en etablering av lukket drenering sammen med andre forsterkningstiltak.

Drenering i form av åpne dype sidegrøfter er normalt enklere og rimeligere enn etablering av lukket drenering. Åpne grøfter er også mer robuste enn lukket drenering med hensyn til å håndtere spesielle kapasitetsbehov ved flom, i tillegg er det enklere å ha oversikten over behovet for utbedring eller fornying. I mange tilfeller, f.eks. i mer bymessige strøk eller hvor terrengforholdene og/eller kravene til trafiksikkerhet gjør det nødvendig, må håndtering av vann i grunnen likevel baseres på lukket drenering. Ved sidebratt terreng eller andre forhold som gjør at det ikke er plass til åpen grøft, kan det være aktuelt å etablere lukket drenering for å få drencnivået dypt nok.

B 2.2 Grunnlagsinformasjon

Etablering av lukket drenering medfører normalt ingen utvidelse av det arealet som vegen med tilhørende installasjoner legger beslag på. Vann fra lukket drenering må ha et tilfredsstillende avløp. Avløpet må utformes slik at det ikke gir noen ulemper eller risiko for skade på naboeiendom. En klarlegging av eiendomsforholdene på steder hvor avløp skal etableres, er derfor en viktig del av grunnlagsinformasjonen.

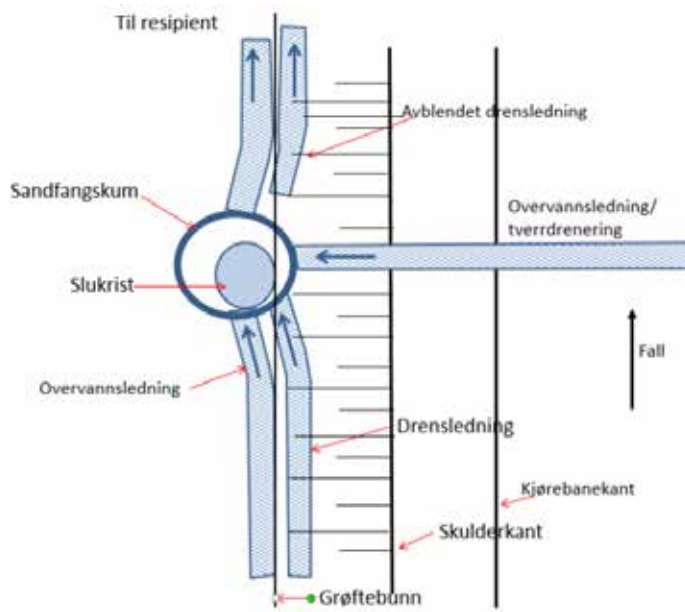
Valg av grøftetype, behovet for geotekstiler, valg av evt. filtermaterialer, samt plassering av kummer bestemmes bl.a. ut fra hva slags materialer det er i grunnen. En enkel vurdering av grunnforholdene, inkl. en vurdering av evt. dybde til fjell, er derfor en viktig del av grunnlagsinformasjonen.

Frostmengden og frostdybden på stedet må vurderes ut fra hovedregelen om at dreneringen skal ligge i frostfri dybde. Normalt baseres beregning av frostdybden på frostmengden med returperiode 10 år, F_{10} . For drengrøfter som er plassert noe ut fra brøytet vegoverflate, gir dette som regel en ekstra sikkerhet mot gjenfrysing på grunn av snøens isolasjonsevne.

Etablering og utbedring av lukket drenering kan komme i konflikt med eksisterende ledninger og kabler i grunnen. En klarlegging av hva som evt. finnes av slikt er derfor en viktig del av grunnlagsinformasjonen for arbeidene.

B 2.3 Planlegging av tiltaket

Aktuelle løsninger ved planlegging av dreneringstiltak avhenger av om tiltaket bare er rettet mot drenering av vann i grunnen eller om tiltaket skal kombineres med et overvannsystem slik figur B2.2 viser. Se også referanse 11.



Figur B2.2 Prinsippkisse som viser leding av overflatevann og vann fra dreneringer som føres inn til en sandfangkum, og videre til resipient. [11]

Ved forsterkning av veg er normal plassering av lukket grøft som regel i/under vegens sidegrøft. Ved korte drengveger (<25 m) er den enkleste metoden å lage en pukkfylt grøft pakket inn i fiberduk. Ved drengveger > 25 m må det legges drenering. Bunnen av dreneringen skal være minst 35 cm under planum for vegoverbygningen.

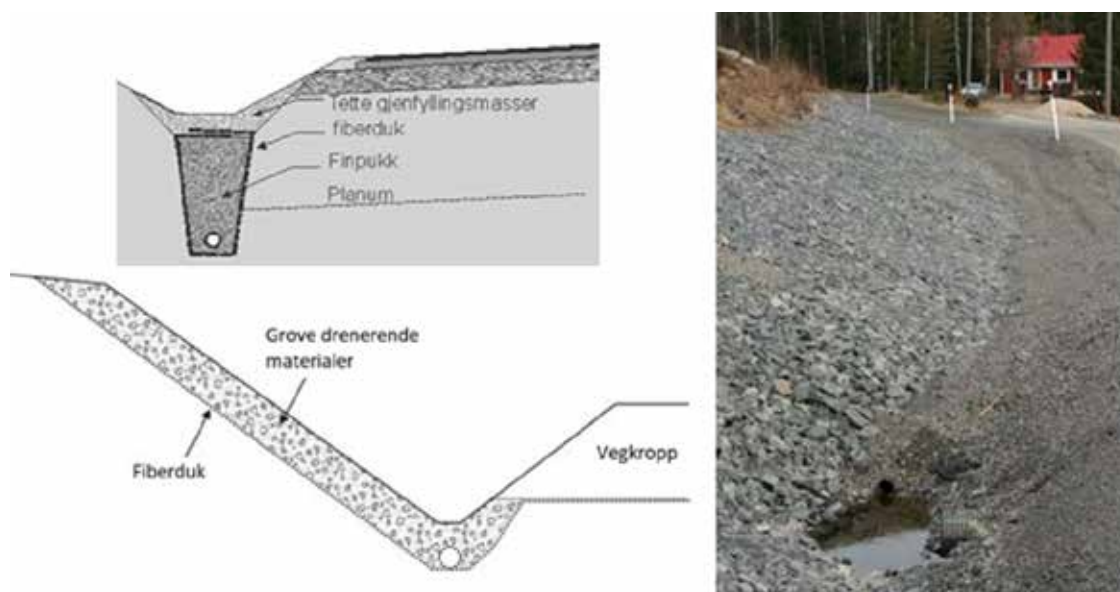
Hovedregelen er at lukket drenering etableres frostfritt, det vil si at dreneringene legges dypere enn dimensjonerende frostdybde. En frostfri drenering vil fungere hele året, også i teleløsningsperioden hvor det er særlig viktig å få ledet bort vannet fra smeltede islinser i og under vegoverbygningen, slik at perioden med redusert bæreevne blir kortest mulig. For å redusere dybden til dreneringen kan det benyttes isolasjonsmaterialer i rørgrofta.

Som regel brukes det drensledninger av plast med innvendig diameter 100 mm eller av betong med innvendig diameter 150 mm. Betongrørene (uten pakning i skjøtene) slipper vann inn gjennom skjøtene, mens plastrør har spalteåpninger. Normalt får man det rimeligste og enkleste resultat ved bruk av 100 mm plastrør, men betongrør har en fordel ved at man kan bruke grovere steinmaterialer inn mot rørene. Dette kan f.eks. være en fordel for drensledninger i fjellskjæringer. Krav til drensledningenes dimensjoner og fall er som for ny veg, se N200. Fall for lukket drensgrøft skal være minimum 10 ‰.

For å sikre best mulig permeabilitet mot drensledningen, samt unngå infiltrasjon av finstoff gjennom drens-spaltene og inn i drens-røret, bør drensledningen ligge i en grøft av finpukk. Behovet for fiberduk i grøften må vurderes ut fra filterkriteriene og massene i grunnen. Fiberduken bør ha gode hydrauliske egenskaper samtidig som den ikke slipper gjennom finstoff. Se N200 for valg av spesifikasjonsprofiler for hydrauliske egenskaper. Uavhengig av bruk av tetningssjikt eller ikke, bør det være god avstand mellom bunnen av overvann-grøften og evt. fiberduk, bl.a. av hensyn til fremtidig grøfterensk.

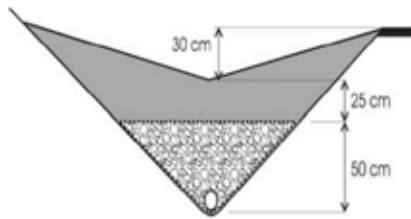
Drens-rør avsluttes mot terreng eller stikkrenne. Ved start av drensledning, avslutning mot terreng og med regelmessig avstand knyttes drensledningene til kummer for inspeksjon og spyling for å tømme ledningene for sedimenter. Ved lange drensveger bør det settes kummer hver 50 – 100 meter. Kummene utformes som sandfangkummer slik at slam o.l. ikke går videre i drens-systemet. Ved avslutning mot stikkrenne bør det settes ned en inntakskum som drensledningen kan føres inn i.

For å ta hånd om overvann må det etableres ei åpen overvann-grøft over den lukkede grøfta. Det bør tilstrebes 50 cm dybde og bredde. Overvann-grøfta skal ha et tetningslag for den skal kunne fange opp overvannet, hindre at dette kommer inn i forsterkningslaget samt føre det fram til sluk og kummer. Vanligvis oppnår man tilstrekkelig tetthet med å kle grøftene med løsmasser med lav permeabilitet i ca. 20-30 cm tykkelse. Tetningsmassen skal ha $d_{10} \leq 0,01$ mm og graderingstall $C_u \leq 20$. Over tetningsmassen bør det legges et erosjonslag. I mange tilfeller er det hensiktsmessig å kombinere lukket drenering (grøftebunn av grove masser) med erosjonssikring av skråninger slik figur B2.3 viser.



Figur B2.3 Kombinasjon av lukket drenering og erosjonssikring, [2] og [5].

En minimumsløsning for grunn lukket drenering som ikke er frostfri kan være som vist i figur B2.4. Grøfta blir først rensket og gjort noe dypere. Deretter legges en fiberduk i grøfta og det fylles inn med godt drenerende masser, for eksempel pukk 22/63 mm, i en tykkelse på min. 50 cm. Over dette legges tetningsmasse og grunn åpen grøft for bortledning av overvann. Denne løsningen er spesielt aktuell ved dårlig kantbæreevne og erosjonsproblemer i grøfta.



Figur B2.4 Grunn lukket drenering. [2] og [5]

B 2.4 Risikofaktorer, begrensninger

Det er få åpenbare og klare risikofaktorer ved etablering av lukket drenering, forutsatt at arbeidene er planlagt og utført i henhold til gjeldende krav.

Etablering av grøfta kan medføre midlertidige bratte skråninger der stabilitet i anleggsperioden må vurderes. Seksjonsvis utgraving kan være aktuelt.

Dersom avløpet fra drensledninger går til infiltrasjon eller som punktutslipp i terrenget på steder hvor det ikke er bekk eller elv, kan det være en risiko for at utslippet påfører naboeiendommen en skade eller ulempe.

For sjelden slamtømming, samt manglende eller skader på dykkert ved utløp fra sandfang, kan forkorte drens-systemets funksjonelle levetid.

B 2.5 Forventet resultat

Et godt planlagt og utført tiltak for etablering av lukket drenering, bør ha en levetid i størrelsesorden 40 – 50 år. Forskning gjennomført i ROADEX har vist at utbedring av drenering kan øke dekkelevetiden med en faktor på 1,5-2,0 [7]. Utbedring av drenering er derfor det mest kostnadseffektive forsterkningstiltaket som kan utføres. En forutsetning for dette er at driften av dreneringen og overvannssystemet er tilfredsstillende.

B 2.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Ved utbedring av drenering vil det kunne oppstå setninger. Det er derfor viktig at utbedring av drenering skjer minimum ett år før forsterkning.

Ofte vil etablering av lukket drens-system bli utført samtidig med en opprusting og/eller endring av overvannssystemet. Dette kan bl.a. innebære et behov for tiltak for å unngå fremtidige erosjonsskader.

B 3 Stikkrenner og kulverter

B 3.1 Beskrivelse av tiltaket

Stikkrenner er vanngjennomløp på tvers av vegen med maks. 1 m fri åpning. Kulvert er vanngjennomløp på tvers av vegen med lysåpning inntil 2,5 m. Kulvert med lysåpning større enn 2,5 m betegnes som bru.

Tiltak på stikkrenner i forbindelse med forsterkning av veg omfatter rensk, utbedring eller utskifting av stikkrenner for å sikre vannavrenning slik at vann kan renne uhindret fra grøfta og gjennom vegen til naturlige dreinsveger, eller langs vegen gjennom sideveger og kryss. Med naturlig dreneringssystem menes bekker, elver og områder som kan ta imot store vannmengder. Ofte vil det være fordelaktig før man forsterker en veg å skifte ut alle stikkrenner som har liten restlevetid (skadet eller og underdimensjonert) slik at man ikke på nytt må inn og gjøre slike tiltak få år etter forsterknings-arbeidet.

B 3.2 Grunnlagsinformasjon

Befaring og inspeksjon av stikkrennene innvendig er helt avgjørende for å kunne avsløre om det er stikkrenner som ikke fungerer eller er skadet. Sammenheng mellom vegskader og ikke-fungerende stikkrenner må vurderes. Private stikkrenner under avkjørsler må også vurderes, da disse kan ha stor innvirkning på vegens tilstandsutvikling om de ikke fungerer, se figur B3.1.



Figur B3.1 Tett stikkrenne i en avkjørsel fører til økt spordannelse oppstrøms (rød og svart farge er dypest spor) [35].

Det bør gjøres en vurdering av hvilke stikkrenner som er kritiske med tanke på vegens bæreevne og fare for flom over vegbanen eller vegbrudd som følge av flom.

En vurdering av nedbørsfelt og dimensjonerende vannmengde bør utføres for de største stikkrennene.

B 3.3 Planlegging av tiltaket

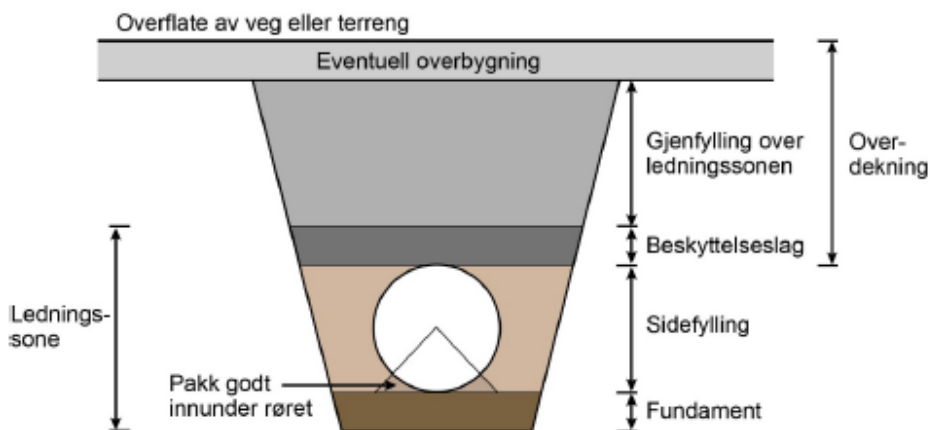
Stikkrenner skal ha tilstrekkelig kapasitet til å håndtere flomsituasjoner og inn/utløp skal være utformet slik at det ikke er stillestående vann i grøftene.

Dimensjon (innvendig diameter) og praktisk vannføringskapasitet bør alltid beregnes og kontrolleres ut fra forventede vannmengder, og ut fra at drift og vedlikehold (rensk mv) skal kunne gjennomføres effektivt. Ved utskifting av stikkrenner må det gjøres en hydraulisk dimensjonering for stikkrenner som leder større vannsig og bekker gjennom vegen. Se lærebok *Drenering og håndtering av overvann*, N200 *Vegbygging* og V240 *Vannhåndtering* for hydraulisk dimensjonering. For stikkrenner som kun leder veg- og grøftevann vil minimumsdimensjoner gitt i N200 (tabell B3.1) være tilstrekkelig. Der behov og forhold tilsier det, eksempelvis lav tilgjengelig høyde, kan det være aktuelt å legge to eller flere mindre rør i stedet for ett stort.

Tabell B3.1 Minimumsdimensjoner på stikkrenner [22]

Vegtype	Minimumsdimensjon - D_{min}
Veger og gater	600 mm
Adkomstveger og gang – og sykkelveger	400 mm
Avkjørsler	300 mm

Stikkrenner og kulverter legges i prinsippet i grøfter med fundament, sidefylling og overfylling som vist i figur B3.2. Utformingen kan variere bl.a. ut fra grunnforhold (fjell, jord og massenes beskaffenhet). Stikkrenner skal legges under forsterkningslaget, men kan ligge i frostsikringslaget. Minimum overdekning er som oftest satt til 0,5-0,6 m avhengig av materialtype i røret.



Figur B3.2 Typisk grøfteprofil [22].

Ved bygging av stikkrenner og kulverter er det ofte behov for å bygge særskilte konstruksjoner ved innløp og/eller utløp, bl.a. bekkeinntak og fangdammer. Hensikten med disse kan være å:

- Gi forbedret innløpskapasitet.
- Hindre at greiner, kvister, løv eller annet blokkerer innløp og forårsaker skade/erosjon.
- Sikre mot erosjon/utgraving rundt og omkring vanngjennomløpet.
- Sikre mot at mennesker og dyr kommer inn i stikkrenner og kulverter.
- Sikre mulighet for oppgang av fisk i bekker/vassdrag.
- Trafikksikker utforming med tanke på utforkjøring (se N101). Det kan være behov for inntakskum hvis inntaket er dypt og plassert innenfor vegens sikkerhetssone.

Stikkrenner er ofte utsatt for ujevne telehiv og utkiling av stikkrenner er som oftest nødvendig. Se kapittel B12 for detaljer angående utkiling og frostsikring av stikkrenner.

Dype sidegrøfter bør ha begrenset lengde før de føres fram til stikkrenner eller fyllingsskrånninger. Maksimal avstand mellom stikkrennene er vanligvis 80-100 m, og stikkrennene bør fortrinnsvis lokaliseres til lavbrekk på vegen og naturlige dreinsveger i terrenget.

Rørmateriell til stikkrenner og kulverter må styrkemessig være dimensjonert til å tåle belastninger fra sidefylling og overfylling (overdekning). De vanligste materialene er betong og plast. Rør av korrugerte stålplater som ikke er varmforsinket skal ikke benyttes som permanente vanngjennomløp, kun som midlertidige vanngjennomløp pga. faren for korrosjon og slitasje pga. massetransport gjennom rørene. Plastlaminerte stålrør kan benyttes, forutsatt visse kriterier [22].

Inntaksrister bør brukes ved bekker med sterkt varierende vannføring og masseføring (grus, stein, rekved, vindfall, is o.l.)

B 3.4 Risikofaktorer, begrensninger

De to viktigste problemene med frost for drencsystemene er telehiving av rør og iskjøving i og rundt røret. Kulverter og stikkrenner med diameter større enn 600 mm skal frostsikres iht. N200. Utskifting av stikkrenner kan medføre ujevne telehiv hvis utkiling ikke utføres korrekt.

Dersom overkant av omfyllingsmassene rundt stikkrenna ligger under frostdybden, tillates det i N200 å etablere stikkrenne uten utkiling. Dette anbefales ikke ved utskifting av stikkrenne i eksisterende veg. Utskifting av stikkrenne uten utkiling setter svært strenge krav til håndteringen av massene som graves opp og man har i tillegg usikkerheten mht. hvordan kravene til homogenitet ble ivaretatt den gangen den gamle stikkrenna ble etablert. Ved utskifting av stikkrenner bør derfor utkilinger etableres også når toppen av oppfyllingsmassene er under frostdybden med mindre røret ligger under høye fyllinger.

B 3.5 Forventet resultat

Tiltaket gjør vegen mer robust mot flom og vegbrudd som følge av flom. Å gjøre tiltak på stikkrenna kan bedre tilstandsutviklingen og øke levetiden på vegdekket.

B 3.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Det er viktig at fundamentet gir jevn og stabil understøttelse for rørene. Materialer til sidefylling og overfylling må velges, legges ut og komprimeres på slik måte at rørene ikke får uakseptable deformasjoner eller skader. Kvalitetssikring og kvalitetskontroll underveis er viktig. Visuell kontroll av lengde/dybde på kile og komprimering er viktig. Materialkontroll av frostsikringsmateriale til kilen er viktig med tanke på finstoffandelen.

Grøfter og innløp må utformes slik at vannet effektivt dreneres ut av grøfta. Det kan være aktuelt å anlegge mindre terskler og stikkrenner med retning skrått på grøftas lengderetning.

Kulverter og stikkrenner som ligger med mer enn 8 m fyllingshøyde over topp rør, skal prosjekteres av geoteknisk sakkyndig.

Påskjøting og bruk av gamle stikkrenner som ikke graves opp, for eksempel ved breddeutvidelser, bør kun gjøres dersom gjennomløpene har tilfredsstillende kapasitet (dimensjon), tilstand og anslått restlevetid. Fylling under rørfundament, spesielt ved breddeutvidelser, utformes slik at det ikke oppstår setninger som kan forårsake skader (brekkasje, utglidning, nedfall) på skjøter eller rør.

B 4 Oppretting/fresing og nytt dekke

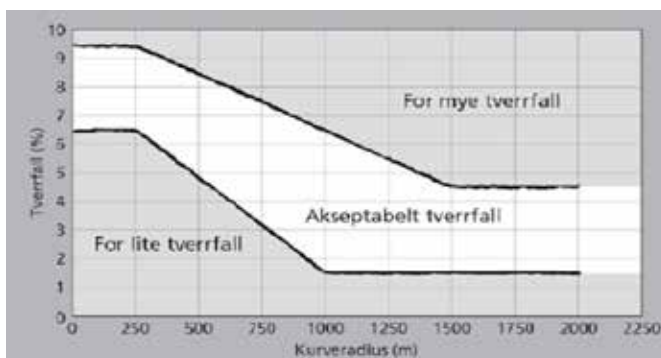
B 4.1 Beskrivelse av tiltaket

Tiltaket omfatter oppretting med verksblandet varm asfalt, gjerne i kombinasjon med planfresing av eksisterende dekke etterfulgt av legging av nytt slitelag for å oppnå tilfredsstillende tverrprofil og jevnhet i vegens lengderetning. Et ikke tilfredsstillende lengdeprofil kommer som regel til uttrykk ved høye IRI-verdier, men tiltaket har også som mål å fjerne/reducere svanker og andre lokale ujevnheter.

Et tverrprofil med tverrfall i samsvar med kravene (figur B4.1) er viktig for både trafiksikkerhet (utforkjøring, møteulykker, risiko for vannplaning, etc.), kjørekomfort og vannavrenning. I tillegg til selve avviket fra kravene til tverrfallet bør man legge vekt på å fjerne brå endringer som ikke samsvarer med vegens kurvatur.

R610 *Standard for drift og vedlikehold av riksveger* sier følgende om tverrfall:

Det skal være tilstrekkelig tverrfall for bortledning av vann. Tverrfall i henhold til krav i figuren nedenfor skal etableres for kjørefelt ved utførelse av dekkevedlikeholdstiltak utløst av andre tilstandsparametere.



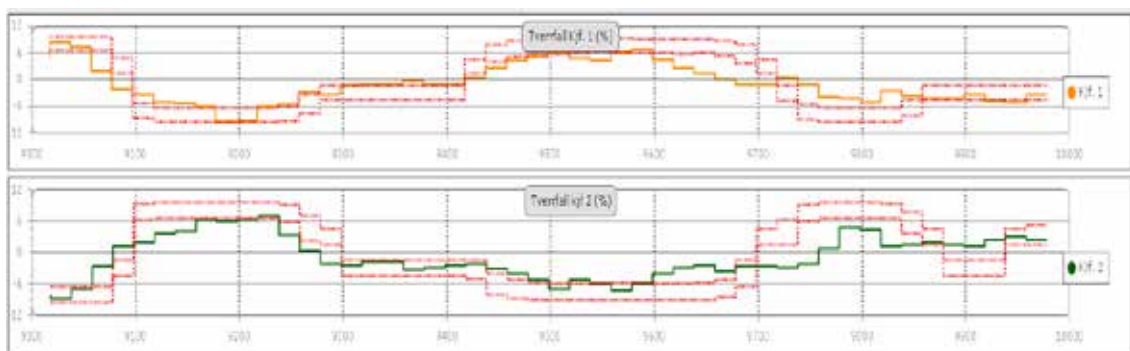
Figur B4.1 Krav til tverrfall [41].

Tiltaket kan også bli initiert av ensidig breddeutvidelse ved at vegens midtlinje blir forflyttet.

B 4.2 Grunnlagsinformasjon

Vegens tverrfall og horisontalkurvatur måles i forbindelse med de årlige tilstandsmålingene og dataene lagres i NVDB for 20 m lange strekninger. Målt horisontalkurvatur benyttes til å bestemme krav til tverrfall ut fra figur B4.1.

Dataene kan hentes frem i PMS og fremstilles som vist i figur B4.2. Dataene kan også bearbeides i Excel, men dette er noe arbeidskrevende.



Figur B4.2 Eksempel på framstilling av tverrfall i PMS.

Planfresing forutsetter at det ikke er armeringsnett av stål på det arealet og i den dybden som skal freses. Også en del geonett (plastnett) medfører store problemer for fresing. En viktig del av forarbeidene består derfor av å innhente informasjon om det er armering i asfaltdekket på de steder av vegen hvor planfresing er aktuelt. Det er lagt til rette for å registrere armeringsnett i NVDB, men dataene er mangelfulle.

Dersom planfresing inngår i arbeidene, er det en viss risiko for at tiltaket kan berøre eksisterende kabler i de bituminøse lagene. Denne risikoen kan øke dersom teknikken med «mikrotrenching» (kabler etc. freses ned i asfaltdekket) blir mer vanlig enn den er i dag. Også trafikktelepunkt og ATK-punkter har kabler i asfalten. Det må vurderes hvorvidt tiltaket kan berøre eksisterende kabler i veg.

B 4.3 Planlegging av tiltaket

Et tilfredsstillende resultat for dette tiltaket forutsetter at vegdekkets levetid og vegbredden er tilfredsstillende, men hvor tverrfallet på hele eller deler av strekningen avviker fra kravene og/eller vegens lengdeprofil ikke er tilfredsstillende. Dersom det eksisterende vegdekket har krakelering eller andre sprekker av betydning, må man forvente at sprekkeene også kommer i det nye dekket etter få år.

Tiltaket kan innebære at vegen heves, spesielt i utkurver, og kan utløse behov for heving av rekkverk. Tilstanden og høyden på rekkverk hvor slikt finnes, er dermed en del av nødvendig grunnlagsinformasjon. En samordning med trafikksikkerhetsinspeksjoner og planlegging av trafikksikkerhetstiltak er viktig.



Figur B4.3 Ujevn veg på myr som følge av setninger. (Foto: Trønder-avisa)

Figur B4.3 viser store ujevnheter som har oppstått på en veg som ligger på myr. Oppretting og nytt slitelag er sjelden den beste løsningen i et slikt tilfelle, her er mer omfattende tiltak nødvendig.

B 4.4 Risikofaktorer, begrensninger

Dersom vegens tverrprofil har svært store avvik fra ønsket profil, kan det være nødvendig med mer omfattende tiltak. Planfresing og oppretting med varmblandet asfalt kan gi unødige store kostnader i forhold til oppnådd resultat av tiltaket. Det samme gjelder store avvik i vegens lengdeprofil.

Metoden er ikke særlig egnet til å utbedre kantskader som skyldes dårlig bæreevne i deler av vegfundamentet, bratte sideskrånninger eller smale vegskuldre. En befaring av strekningen vil også avdekke hvorvidt avvik i tverrprofilet skyldes utglidninger av vegkant. Under slike forhold kan tykke opprettingslag av asfalt medføre en risiko for at skadeutviklingen blir større som en følge av større vekt på et ustabil underlag. R610 *Standard for drift og vedlikehold av riksveger* har krav om at «dersom total asfalttykkelse på kortere vegstrekninger avviker fra tykkelsen på tilstøtende veg med mer enn 0,4 meter, skal det foretas geotekniske undersøkelser» [41].

Tiltaket vil normalt ha liten innvirkning på ujevnt telehiv. Under slike forhold vil vegdekket ha høye IRI-verdier på seinvinteren/våren, økningen er i samme størrelsesorden som før utbedringstiltaket.

B 4.5 Forventet resultat

Dersom man forutsetter et opprettingslag med tykkelse 2,0 cm og et nytt slitelag med tykkelse 3,0 cm, vil tiltaket gi en økning i overbygningens Bærelagsindeks og Styrkeindeks i størrelsesorden 15. En slik økning ville man normalt forvente at gir en vesentlig økning i dekkelevetiden. Analyser av tilstandsutviklingen før og etter et dekketiltak av denne type, viser ofte at økningen i dekkelevetiden ikke er så stor som økningen i indeksverdier skulle tilsi. Noe av årsaken til dette kan være at de bituminøse lagene i eldre overbygninger har krakelering og sprekker som gir en reduksjon i materialenes lastfordelingskoeffisient, sammen med en viss nedbrytning av underliggende lag. For best mulig effekt på dekkelevetid bør tiltaket utføres før krakelering og sprekker oppstår.

Den største effekten av tiltaket er på trafiksikkerhet, kjørekomfort og fremkommelighet for trafikken på grunn av bedringen i vegens geometri.

B 4.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Det er ingen spesielle forhold ut over det som gjelder for ordinære asfaltkontrakter hvor krav til utførelse er beskrevet. Dersom det er mulig, bør planfresing utføres noen dager før legging av asfalt. Dersom planfresing utføres kort til før utlegging av asfaltlag, kan det være støv på frest overflate med den følge at det stedvis blir dårlig klebing mellom ny og gammel asfalt. Feiing av frest areal vil ofte ikke være tilstrekkelig til å fjerne alt støvet. Klebing må utføres særlig omhyggelig. Tilfredsstillende klebing kan også kontrolleres ved uttak av borkjerner for testing som beskrevet i prEN 12697-48.

Tiltaket kan innebære at det på lokale partier legges ut asfalt i store tykkelser totalt. Dersom totaltykkelsen er for stor, må opprettingen utføres i flere omganger. Tykkelsen på hvert enkelt lag bør ikke overstige det som er angitt i tabell B5.1.

Blant annet som en følge av varierende lagtykkelser bør det vurderes å sette krav om at en av valsene skal være gummihjulsvals (ev. kombinert slett- og gummihjulsvals). Gummihjulsvalsen bør ha en hjullast på minst 1,0 tonn.

Tiltaket inkluderer normalt legging av asfalt i tynne lag som er spesielt utsatt for nedkjøling. Arbeidene bør i så fall ikke utføres seint om høsten eller i regnvær. Dersom følgende forhold ikke er oppfylt ved utlegging av varmblendet asfalt, skal det iverksettes avbøtende tiltak:

- Ved lagtykkelse ≤ 40 mm
 - Ikke frost natten før dekkelegging
 - Underlagets overflatetemperatur minimum 3 °C
- Ved lagtykkelse > 40 mm
 - Ikke is, snø eller rim på underlaget
 - Underlagets overflatetemperatur minimum 0 °C

Ved vind av styrke frisk bris (10 m/sek) eller mer, økes temperaturkravene over med 3 °C.

B 5 Bituminøst, varmblandet bærelag/ bindlag

B 5.1 Beskrivelse av tiltaket

Tiltaket omfatter i hovedsak utlegging av nytt bærelag/bindlag på eksisterende vegdekke, samt nytt bituminøst slitelag. Valg av vegdekke avhenger av trafikkforholdene, miljøkrav og andre forhold på veien.

Aktuelle bærelagsmaterialer vil være Asfaltert grus (Ag) eller Asfaltert pukk (Ap).

På veger hvor det normalt er krav til bindlag (trafikkgruppe C-F), bør kvaliteten for asfaltlaget tilsvare kravene til dette laget. Asfaltgrusbetong (Agb) og asfaltbetong (Ab) er aktuelle materialtyper og dette laget vil normalt også fungere som et oppretningslag.

Svært ofte vil dette tiltaket være kombinert med andre utbedringstiltak, som f.eks. utbedring av svanker, kantforsterkning, breddeutvidelse o.l. Tiltaket er aktuelt på veger med grusdekke og gammelt bituminøst dekke. Dersom eksisterende vegdekke er krakelert eller har andre former for bæreevnerelaterte sprekker, kan utvikling av refleksjonssprekker forsinkes ved at nedre del av nytt bærelag består av asfaltert pukk, Ap 16 eller Ap 22. For å ha forventet effekt bør tykkelsen på dette laget være 8,0 cm (200 kg/m²) eller mer.

B 5.2 Grunnlagsinformasjon

Viktige deler av grunnlagsinformasjonen kommer fra spor og jevnhetsmålinger. I tillegg bør andre typer resultater fra ViaPPS-målingene vurderes nøye. Dette inkluderer rapporten over sprekker i vegdekket og en gjennomgang av vegens tverrprofil. Ved vurdering av andelen sprekker må man ta hensyn til dekkets alder. Man må være oppmerksom på at nylig utført dekkefornyelse kan skjule alvorlige problemer i vegoverbygningen.

For smale veger med beskjeden trafikk er spor og jevnhet ofte ikke de tilstandsparametere som bestemmer vegdekkets faktiske levetid. For disse vegene blir vurdering av sprekker/krakelering, kantskader, setninger, slag hull og andre skader viktigere.

Tiltaket kan innebære at veien heves i størrelsesorden 10 cm eller mer. Dette kan utløse behov for heving av rekkverk. Tilstanden og høyden på rekkverk hvor slikt finnes, er dermed en del av nødvendig grunnlagsinformasjon. En samordning med trafikksikkerhetsinspeksjoner og planlegging av trafikksikkerhetstiltak er viktig.

B 5.3 Planlegging av tiltaket

Et tilfredsstillende resultat forutsetter at dimensjoneringen av tiltaket er i samsvar med behovet. Dette innebærer som regel at tiltaket må differensieres ut fra vegens tilstand og tilstandsutvikling. Tiltaket er godt egnet der man ser sporutvikling på grunn av dårlig bæreevne og dårlige materialer i toppen av veien (sportype 1), men ved tynne dekker bør man også vurdere stabilisering av eventuelle grusbærelag (se kapittel B7).

Et tiltak bestående av nytt bærelag og dekke på eksisterende veg vil normalt gi en reduksjon i vegbredden. Dersom tiltaket består av 6 cm bærelag og 4 cm vegdekke, vil vegbredden bli redusert med ca. 40 cm. En viktig forutsetning er dermed at veien har tilstrekkelig bredde til å tåle slik reduksjon uten at dette er negativt for trafikksikkerhet og fremkommelighet. De fleste veger med behov for forsterkning er så smale at tiltaket må kombineres med breddeutvidelse.

For enkelte vegger med liten trafikk kan det som et alternativ bli nødvendig å etablere møteplasser og omgjøre vegen fra veg med to kjørefelt til veg med ett kjørefelt.

De mest aktuelle varme verksblandede massetyper til bærelag er:

Asfaltert grus, Ag 11 eller Ag 16
Asfaltert pukk, Ap 11 eller Ap 16

Som bindlag/oppretningslag vil de mest aktuelle massetyperne være:

Asfaltgrusbetong, Agb 11 eller Agb 16
Asfaltbetong, Ab 11 eller Ab 16

Ved utlegging i tykke lag kan grovere massetyper også være aktuelle, som f.eks. Ag 22 og Ap 22. Disse massetyperne krever imidlertid større aktsomhet mot risikoen for separasjon i massene. Anbefalinger med hensyn til tykkelse til de enkelte lagene som legges ut, er som vist i tabell B5.1 nedenfor og skal normalt være minimum 2 ganger maksimal nominell steinstørrelse. Dersom det planlagte bærelaget har en tykkelse som er større enn det som er vist i tabell B5.1, bør massene legges ut i flere lag.

Tabell B5.1 Anbefalte lagtykkelser ved utlegging.

Massetype	Min. tykkelse	Maks. tykkelse
Ag 11, Agb 11 og Ab 11	22 mm	50 mm
Ag 16, Agb 16 og Ab 16	32 mm	80 mm
Ap 11	30 mm	50 mm
Ap 16	35 mm	80 mm

Dersom tykkelsen på asfaltlagene på vegen før forsterkning ikke er for stor og dekket er sterkt krakelert, ev. at bærelaget består av telefarlig grus e.l. (f.eks. som en følge av mislykket legging av fast dekke på gammel grusveg), kan det være aktuelt å fjerne det gamle asfaltdekket før utlegging av nytt bærelag. Vurdering av gjenbruk av fresemassene bør være en del av planleggingen. En løsning kan være et eksisterende dekke freses sammen med det telefarlige bærelaget samtidig som det tilsettes bitumen. Se metode i kapittel B7.

N100 Veg- og gateutforming, har krav til stigningsforhold for avkjørslers. Disse kravene bør i størst mulig grad overholdes ved forsterkning av veg. En heving av vegbanen vil dermed kreve en vurdering av eksisterende avkjørslers langs vegen.

I «Forskrift om alminnelige regler om bygging og vedlikehold av avkjørslers fra offentlig veg» er følgende gitt i kapittel III, pkt. 10 [42]:

«Hvis vegbanen som følge av utbedringsarbeider blir hevet eller senket, må eieren/brukeren selv ordne den nødvendige tilkopling til vegbanen etter vegmyndighetens anvisning. Mulig annen ulempe for avkjørselen ved vegmyndighetens vedlikeholds- eller utbedringsarbeider er vegmyndigheten uvedkommende.»

Reglene er klare, men oppfattes ofte som urimelig av eier/bruker og medfører mange klager. Utbedringsarbeidet bør derfor planlegges og utføres slik at minst mulig konflikter oppstår. God kommunikasjon med grunneiere vil være nødvendig.

B 5.4 Risikofaktorer, begrensninger

Tiltaket med bituminøst, varmblandet bærelag/bindlag og nytt asfaltdekke er et velegnet forsterknings-tiltak dersom vegen generelt sett er underdimensjonert i forhold til trafikkbelastningen, men for øvrig er uten problemer som krever andre spesielle utbedringstiltak.

Forsterkning med varmblandet bituminøst bærelag/bindlag er ofte et kostbart alternativ som krever nøye planlegging. Strekningen som skal forsterkes, må inndeles i delstrekninger med lik tilstandsutvikling og ensartet forsterkningsbehov. Ved forsterkning med bituminøse materialer er både behovet for og mulighetene ved differensierte tiltak større enn ved flere av de andre forsterkningstiltakene som er beskrevet.

Mange vegger med forsterkningsbehov har skader og egenskaper som krever en kombinasjon av flere forskjellige utbedringstiltak. Uten en helhetlig vurdering av de forskjellige utbedringstiltakene, er det en risiko for at man ikke får den forventede nytten av forsterkningen.

B 5.5 Forventet resultat

Forutsatt at forsterkningstiltaket er riktig dimensjonert og utført, bør man kunne forvente en dekkelevetid etter utbedring i størrelsesorden 10 – 25 år, avhengig av trafikkmengden på stedet.

B 5.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Ved planlegging av forsterkningstiltak er Statens vegvesens PMS-program velegnet til å beskrive tiltaket. Vanlige krav i N200 *Vegbygging* og R761 *Prosesskode 1* bør anvendes for arbeidene.

Forsterkning med varmblandet asfalt er mindre væravhengig enn mange andre forsterkningstiltak. Det er likevel viktig å legge vekt på at tiltaket ikke bør utføres tidlig om våren dersom det fortsatt er telehiv på vegen, eller seint om høsten under ugunstige værforhold. Krav til underlagets overflatetemperatur er gitt i N200. Det må ikke være fritt vann på underlaget ved utlegging.

Også ved legging på underlag av granulære materialer er det ugunstig for kvaliteten dersom arbeidene foregår i regnvær eller i kaldt vær. Man må være oppmerksom på at det er det første asfallaget som legges ut, som får de påkjenninger som er mest kritiske for dekkelevetiden og som gir størst risiko for initiering av krakelering og sprekker. Det er også det første laget som det i ettertid er vanskeligst å få utbedret.

B 6 Bituminøst, kaldblandet bærelag

B 6.1 Beskrivelse av tiltaket

Begrepet «Bituminøst, kaldblandet bærelag» er et samlebegrep som omfatter flere typer bitumenstabiliserte bærelag. Felles for de massetyper som er beskrevet i dette kapitlet, er at massene er produsert i et produksjonsanlegg utenfor vegområdet. Produksjonsanlegget kan være alt fra ordinære stasjonære asfaltverk til enkle mobile anlegg.

Bituminøse kaldblandede bærelag og vegdekker er beskrevet både i N200 *Vegbygging* og i veiledningen V250 *Kalde bitumenstabiliserte bærelag*. De viktigste av massetypene er:

- Emulsjonsgrus, Eg og Emulsjonsgrus, tett, Egt
- Emulsjonspukk
- Skumgrus, Sg og Asfaltskumgrus, Asg
- Gjenbruksasfalt



Figur B6.1 Vegdekke av gjenbruksasfalt, med 70 % fresemasse. (Foto: Statens vegvesen).

Bituminøse, kaldblandede bærelag kan bestå av masser som er tilført utenfra, produsert i verk og lagt ut. De kan også bestå av oppgraving/fresing av eksisterende bærelag hvor massene transporteres til et mellomlager med et produksjonsanlegg for innblanding et bindemiddel, hvoretter massene legges tilbake og komprimeres. I begge tilfeller anbefales det at de gamle asfaltmassene (vegdekke og ev. bituminøst bærelag) fjernes ved fresing. Det er normalt ønskelig at fresemassene tilbakeføres på vegen i form av knust asfalt som et midlertidig dekke, ev. i form av gjenbruksasfalt.

B 6.2 Grunnlagsinformasjon

Dersom det gamle asfaltlaget skal freses bort for å sikre et drenerende underlag og en god «fortanning» mellom lagene, må man klarlegge tykkelse og variasjoner i tykkelse til det gamle asfaltlaget, f.eks. ved bruk av georadar.

Valg av skumbitumen eller bitumenemulsjon som bindemiddel avhenger blant annet av finstoffinnholdet i materialene som skal kaldblandes. Bruk av bitumenemulsjon krever et finstoffinnhold i tilslagsmaterialene mellom 1 og 5 %, mens skumbitumen kan anvendes ved finstoffinnhold som er mellom 6 og 12 %. Grundig vurdering av finstoffinnholdet i steinmaterialene, inklusive variasjoner i finstoffinnholdet, er derfor helt nødvendig for å oppnå et tilfredsstillende resultat.

B 6.3 Planlegging av tiltaket

Metoden er godt egnet ved oppgradering av lavtrafikkerte veger med dårlig bæreevne eller ved rehabilitering av en overbygning i dårlig forfatning, f.eks. med dårlige materialer i bærelaget.

V250 gir en god beskrivelse av de forundersøkelser som kreves i forbindelse med gjennomføring av forsterkningstiltaket. Dette inkluderer tillaging av prøver for vurdering av bindmiddeldekning og indirekte strekkstyrke for å vurdere materialets lastfordelingskoeffisient. For emulsjonsgrus inngår også en bestemmelse av maksimal mengde emulsjon i massen ut fra optimalt vanninnhold.

Kaldblandede bærelag gir en begrenset økning i vegoverbygningens styrkeindeks. Man må derfor vurdere om den forventede økning samsvarer med vegens forsterkningsbehov. Hvis ikke, må tiltaket kombineres med andre tiltak for å oppnå ønsket effekt.

På veger med dårlig bæreevne og lav trafikk bør slitelaget være fleksibelt. Mykasfalt og gjenbruksasfalt (en fellesbetegnelse for kald gjenvinning på veg, kald gjenvinning i verk og varm gjenvinning i verk) er de mest aktuelle dekketyper. Dersom Agb benyttes som slitelag, må man vurdere å bruke et mykere bindemiddel enn det som er mest vanlig for Agb. Høyt fuktighetsinnhold har en negativ innvirkning på egenskapene til kaldproduserte bituminøse masser. God drenering er derfor en forutsetning for et godt resultat ved bitumenstabilisering. Dette kan ivaretas ved at det bitumenstabiliserte bærelaget legges på et drenerende lag av puk eller kult. Pukk 22/63 i tykkelse 200 mm eller pukk 22/90 i tykkelse 300 mm kan fungere som et slikt drenerende lag.

Under ellers like forhold vil emulsjonsgrus gi høyere kostnader enn kostnadene ved produksjon og utlegging av skumgrus. Risikoen for feilslag ved produksjon, transport og utlegging av emulsjonsgrus er større enn for skumgrus. Begge disse forholdene har ført til at emulsjonsgrus er lite brukt ved forsterkning av veg i Norge i dag.

B 6.4 Risikofaktorer, begrensninger

Ved bruk av bitumenemulsjon som bindemiddel må summen av vann i emulsjon og i tilslagsmaterialer være innenfor de grenser som er beskrevet i V250. For høyt vanninnhold kan føre til ustabile masser i lang tid.

Innholdet av finstoff har stor innvirkning på brytningen av bitumenemulsjon. Variasjoner i finstoffinnholdet kan derfor være uheldig for sluttresultatet ved produksjon og utlegging av emulsjonsgrus. For langsom brytning kan føre til avrenning av ubrutt emulsjon, for rask brytning kan gjøre massen vanskelig å legge ut og komprimere. Ikke minst ved transport fra produksjonssted til utlegging kan avrenning av ubrutt emulsjon være et problem.

Emulsjonsgrus med rasktbrytende emulsjon er bearbeidbar etter brytning dersom det benyttes et mykt basisbindemiddel, V3000 eller mykere, men dette kan være ugunstig for massens stabilitet og lastfordelende evne.

Den første tiden etter utlegging kan kaldblandende masser med emulsjon eller skumbitumen gå fullstendig i oppløsning dersom de utsettes for kraftig regnvær. Det er derfor viktig å legge en beskyttende forsegling så raskt som mulig for å unngå dette. Forseglingen kan være enkel overflatebehandling.

Kaldblandede masser med bitumenemulsjon eller skumbitumen bør ikke utføres som høstarbeid. Spesielt asfaltskumgrus trenger en tid under trafikk før første vinter for å binde seg og oppnå tilstrekkelig styrke til å motstå frost og brøyting. Trafikken vil normalt føre til en etterkomprimering av massene. Det bør benyttes et foreløpig dekke, med påfølgende legging av et permanent dekke etter 2-3 år.

B 6.5 Forventet resultat

Det er gjennomført relativt få undersøkelser for å klarlegge hva man bør forvente av øket dekkelevetid ved forsterkning med bituminøst, kaldblandet bærelag.

B 6.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Skumgrus vil ut fra produksjonsanlegget ha et utseende som fuktig grus, litt mørkere enn grus uten bindemiddel. Det meste av bindemiddelet forekommer som små bitumendråper finfordelt i massen. Etter utlegging og komprimering vil bindemiddelet, ved hjelp av et aktivt vedheftningsmiddel, fukte steinoverflatene og danne en bindemiddelfilm på steinene. Massen vil få et mørkere utseende, men overflaten på steinmaterialet vil ikke bli helt dekket av bindemiddel. En optimal komprimering vil være gunstig for en raskere og mer fullstendig bindemiddeldekning. Det bør benyttes vibrerende tandemvals med vekt ≥ 14 tonn eller valsetog med vekt ≥ 16 tonn og optimalt antall overfarer må bestemmes ved valseforsøk som beskrevet i V250. Den «knaende» effekten av komprimering med gummihjulsvals vil også være positiv for bindemiddeldekningen.

Enkle, rimelige løsninger forutsetter at man utnytter de materialer som er tilgjengelig på en best mulig måte. Dersom man f.eks. har et bærelag av samfengte materialer 0/120 med noe for høyt finstoffinnhold, kan man få et godt resultat ved å splitte materialet, hvor så fraksjonen 0/16 stabiliseres og legges ut som et øvre bærelag på et drenerende nedre bærelag av 16/120.

Som basisbitumen ved produksjon av skumasfalt er 330/430 og V12000 de mest aktuelle grader. V250 gir anbefalinger med hensyn til mengden restbindemiddel som funksjon av finstoffinnholdet i massen.

For kaldstabiliserte bituminøse masser er det utarbeidet egne regler for proporsjonering, ved tillaging, kondisjonering og testing av prøveklusser i laboratoriet i V250. Det anbefales at dette gjøres gjeldende for arbeidene. Det samme gjelder krav til entreprenørens kvalitetssikring, som er beskrevet i V250.

B 7 Bærelagstabilisering (dypstabilisering)

B 7.1 Beskrivelse av tiltaket

Ved bærelagsstabilisering freses øvre del av eksisterende veg opp og homogeniseres med samtidig innsprøyting av nytt bindemiddel, se figur B7.1.

Arbeidene omfatter i hovedsak følgende prosesser:

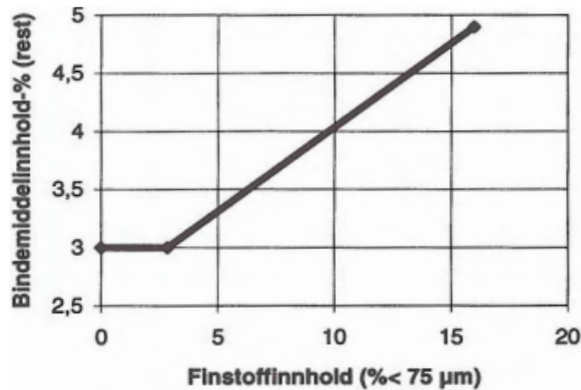
1. Dersom total asfalttykkelse er mer enn 5–6 cm, bør det meste av eksisterende asfaltdekke freses av i en egen operasjon. Frest materiale transporteres til mellomlager. Gjenværende del av asfalt bør være 2–4 cm.
2. Det må vurderes om det er behov for fjerning av torvkanter o.l. som en egen oppgave forut for tørrfresingen.
3. Tørrfresing. Gjenværende del av eksisterende asfaltlag og bærelaget av granulære materialer tørrfreses i en total dybde som er ca. 5 cm dypere enn planlagt stabiliseringsdybde.
4. Vegprofilen rettes opp vha. veghøvel, inkl. vanning og lett komprimering. Dersom eksisterende bærelag har et høyt innhold av finkornige materialer eller det på annen måte er behov for å korrigere korngraderingen, kan man legge ut et lag av puk, f.eks. i sorteringen 4/32 eller 8/32. Mengden tilført materiale bestemmes ut fra stabiliseringsdybde og ønsket endring i materialets kornfordeling. Vanlig mengde er 5–10 cm ukomprimert masse, avhengig av stabiliseringsdybde.
5. Fresing og anrikning/stabilisering. Bindemiddelet tilsettes som en del av freseprosessen, enten i form av skumbitumen eller bitumenemulsjon. Andre bindemidler kan også være aktuelle, forutsatt tilstrekkelig dokumentasjon.
6. Ny justering av tverrprofilen ved hjelp av veghøvel, med tilhørende komprimering av det stabiliserte laget.
7. Utlegging av et foreløpig vegdekke. Dette bør legges minimum 3 dager, maksimum 8 dager etter stabiliseringen. I tiden frem til utlegging av foreløpig dekke bør det på strekningen være spesielle hastighetsbegrensninger, maks. 30 km/t.



Figur B7.1 Ved stabilisering freses øvre del av eksisterende veg opp og homogeniseres med samtidig innsprøyting av nytt bindemiddel. (Illustrasjon: Wirtgen, foto: Statens vegvesen) [8]

Valget mellom skumbitumen eller bitumenemulsjon til stabilisering/anrikning bestemmes normalt ut fra mengden finstoff i de massene som skal stabiliseres. Bitumenemulsjon krever normalt et lavt finstoffinnhold i massene, ved bruk av skumbitumen kan finstoffinnholdet være høyere. Siden metoden primært benyttes på masser som er telefarlige på grunn av for høyt finstoffinnhold, er bitumenemulsjon lite benyttet ved stabilisering. Også kostnadsmessig er skumbitumen gunstigst.

Mengden restbindemiddel som tilsettes, avhenger av formålet med tilsetningen. Det skilles mellom bitumenanriket grus (Bag) og bitumenstabilisert grus (Bsg). Ved stabilisering vil finstoffinnholdet være bestemmende for mengden bindemiddel og følgende sammenheng er gitt i figur B7.2.



Figur B7.2 Bindemiddelbehov [20].

Anrikning:

Ved anrikning er formålet med tilsetningen å binde tilstrekkelig av massens finstoff slik materialets telefarlighet og vannømfintlighet blir redusert. Mengden restbindemiddel i massen vil normalt være i størrelsesorden 1,5 %. Vegens sommerbæreevne er den samme som før tiltaket.

Stabilisering:

Ved stabilisering skal restbindemiddelet i den stabiliserte massen minst være 3,0 %. Optimal bindemiddeltilsetning bestemmes ved tillaging av prøveklosser som etter en nærmere beskrevet kondisjonering testes for indirekte strekk, jfr. reglene i V250. Disse resultatene omregnes til en antatt lastfordelende evne for materialet.

B7.2 Grunnlagsinformasjon

Før man velger et forsterkningstiltak med fresing og anrikning/stabilisering er det en rekke forhold som bør være klarlagt.

- Man må ha kunnskap om asfalttykkelsen og variasjoner i asfalttykkelse. Til dette kan målinger med georadar benyttes. Dersom man er rimelig sikker på at tykkelsen varierer lite, kan punktvis bestemmelse av tykkelse ved uttak av borkjerner være en raskere og enklere løsning.
- Man må ha oversikt om tiltaket berører armering, stålnett eller plastnett, i eksisterende veg. Dersom armering finnes på strekningen i en dybde som berøres av fresingen, må dette fjernes ved oppgraving før fresearbeidene starter. Fresing er uforenlig med de fleste typer armeringsnett. Unntaket her er glassfibernet og basaltnett.
- Risiko for stor stein i de massene som skal freses, må vurderes. Stor stein i grusmassene har stor innvirkning på metodens egnethet, både med hensyn til fremdrift og kostnader til utskifting av fresetenner. Knusefresing kan vurderes.
- Det er behov for en god oversikt over grunnlaget for forsterkningsbehovet. Et godt resultat forutsetter at telefarlighet og/eller vannømfintlighet i bærelaget er den dominerende årsak til dårlig bæreevne og at en stabilisering av disse massene er tilstrekkelig til at vegens bæreevne blir tilfredsstillende. Slik oversikt vil normalt inkludere både nedbøyningsmålinger med fallodd og oppgraving for å klarlegge lagtykkelser og materialegenskaper. Ved bruk av fallodd vil krumningsfaktor og SCI (se kapittel A3.3.4) være viktige indikatorer for vurdering av mulig nytte av bærelagstabilisering.
- Bærelagstabilisering kan berøre eksisterende kabler i grunnen. En klarlegging av hva som ev. finnes av slikt er derfor en viktig del grunnlagsinformasjonen for arbeidene. Man må i den forbindelse være oppmerksom på at mye av de opplysninger som finnes, har akseptabel informasjon med hensyn til ledningenes plassering i horisontalplanet, mens den vertikale plassering kan mangle eller ha grove feil.

B 7.3 Planlegging av tiltaket

Metoden er spesielt godt egnet der man har et telefarlig og/eller ustabil bærelag, men hvor overbygningen totalt sett har den nødvendige tykkelse. Grunnen til dette er at man får en forbedring av materialkvaliteten ved tilsetning av bituminøst bindemiddel, noe som til en viss grad bidrar til total styrke av overbygningen. Ved ustabil bærelag kan det være aktuelt å forbedre egenskapene ved tilsetning av pukk i egnet sortering og med en mengde som er tilpasset materialene i bærelaget og stabiliseringsdybden. Tilført pukk vil gi et bærelag som fungerer bedre i tillegg til at tykkelsen øker. Dette reduserer belastningene på underliggende lag.

En fordel ved metoden er at man stabiliserer eksisterende materialer i overbygningen. Man får i liten grad en heving av vegen, med tilhørende reduksjon av vegbredden. Dette innebærer at det ikke er behov for breddeutvidelse dersom vegen for øvrig har tilfredsstillende bredde. Denne fordelene reduseres noe dersom man ønsker å tilføre nye materialer for å forbedre steinmaterialets kornfordeling i forbindelse med stabiliseringen.

Dersom det er aktuelt å fjerne deler av vegdekket før stabilisering, vil anvendelsen av fresemassene være en viktig del av planleggingen. Noen ganger er det riktig å transportere fresemassene til et godkjent mellomlager for en fremtidig anvendelse andre steder. Som regel er det mer optimalt å bruke massene på samme forsterkningsprosjekt, enten som et foreløpig dekke av knust asfalt eller i form av gjenbruksasfalt ved tilsetning av nytt bindemiddel.

Ut fra materialene i bærelaget må forsterkningstiltaket dimensjoneres med hensyn på stabiliseringsdybde og tilsetning av bindemiddel, type og mengde i massen. Dette inkluderer en vurdering av hva som er realistisk å forvente/kreve av materialets og tiltakets ytelse. Krav til materialets ytelse vil normalt baseres på bestemmelse av indirekte strekkstyrke.

B 7.4 Risikofaktorer, begrensninger

Risikofaktorene ved dette tiltaket følger av beskrivelsen av nødvendig grunnlagsinformasjon over. Stor stein i bærelaget er kanskje det forholdet som i størst grad har begrenset anvendelsen av metoden, men da kan knusefresing som er beskrevet i kapittel B8, være en aktuell metode.

Det er avgjørende at det ikke tilsettes for mye bitumen ved stabilisering. Materialet vil da bli ustabil og forårsaker spordannelser. I tillegg vil overskuddsbindemiddel kunne bli presset opp gjennom slitelaget til overflaten og gi friksjonsproblemer. Bindemiddelmengden bli for høy dersom man ikke har kontroll på mengden gammel asfalt (pga. varierende asfalttykkelser) i laget som stabiliseres. Bindemiddelmengden vil også kunne bli for høy ved overlapp i «fresedrag».

B 7.5 Forventet resultat

Ved fresing og stabilisering får materialene en løs lagring sammenliknet med materialene som i lang tid har ligget under trafikk. Komprimering pakker materialene sammen til en viss grad, men som regel på langt nær som godt som man fikk med flere års trafikk. Man må forvente at man først får full nytte av stabiliseringen etter at nytt slitelag legges noen år etter at stabilisering er utført. Av samme grunn vil et foreløpig vegdekke av mykasfalt eller overflatebehandling gi den beste løsningen totalt sett.

Effekten av etterkomprimering kan reduseres ved å sette krav til komprimering. For dypstabiliserte materialer skal det benyttes vibrerende tandemvals med vekt ≥ 14 tonn eller valsetog med vekt ≥ 16 tonn. Entreprenøren må også dokumentere optimalt antall overfarer ved valseforsøk som beskrevet i V250. Det anbefales, spesielt ved bruk av skumbitumen, å bruke gummihjulvals til komprimering, gjerne i kombinasjon med slettvals. Hjulvekten bør være minst 1,0 tonn.

Dersom man skal vurdere effekten av stabiliseringstiltaket ved hjelp av f.eks. nedbøyningsmålinger, er det viktig å gjennomføre nedbøyningsmålingene tidligst ett år etter at tiltaket er gjennomført. En sammenlikning av resultater før tiltak gjennomføres med målinger umiddelbart etter tiltaket er gjennomført, vil tilsynelatende gi en reduksjon i vegens bæreevne; særlig der bitumenemulsjon er brukt som bindemiddel.

Ved dypstabilisering kan man anta at lastfordelingskoeffisienten kan øke fra $a = 0,75$ til $a = 1,75$ forutsatt en indirekte strekkstyrke > 100 kPa, resp. E-modul > 580 MPa. Større lastfordelingskoeffisient kan legges til grunn dersom dokumentasjonen ved proporsjonering tilsier dette.

Betraktningen av lastfordelingskoeffisienter viser hva bidraget til bæreevne er for lagene under det stabiliserte laget. Stabilisering benyttes i hovedsak der det laget som stabiliseres er dårlig og stabiliseringen reduserer deformasjoner og tøyninger i dette laget. Reduserte tøyninger medfører også reduserte tøyninger og dermed faren for sprekke-dannelser i slitelaget.

B 7.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

V250 gir anbefalinger med hensyn til valg av basisbitumen ut fra årsmiddeltemperaturen på stedet. Anbefalingene er vist i tabell B7.1 med oppdaterte bindemiddelbetegnelser.

Tabell B7.1 Veiledning for valg av basisbindemiddel for Bsg avhengig av klima.

Årsmiddeltemperatur (°C)	Basisbindemiddel
< 3	V6000 - V12000
3 - 6	330/430, V6000-V12000
> 6	160/220 - 330/430, V12000

Et opplegg for entreprenørens kvalitetssikring er beskrevet i V250. Ved bærelagstabilisering kan det være vanskelig å oppdage om dyser for bindemiddelpåsprøyting helt eller delvis er tette. Dette bør følges spesielt opp slik at man ikke stedvis får store avvik fra tilsiktet bindemiddelinnhold i massen.

Både konkurransegrunnlag og vegvesenets prosesskode beskrivelser krav til utførelse ved bærelagstabilisering. Man må være oppmerksom på at prosessene er helt uavhengig av produksjonsmetode. Både produksjon i verk og bærelagstabilisering ved fresing dekkes av prosessene. Prosesskoden har ingen fullstendig standard beskrivelse av de aktuelle arbeider som inngår. Man må derfor legge vekt på å få en fullstendig og dekkende tekst i konkurransegrunnlaget.

For kaldstabiliserte bituminøse masser er det utarbeidet egne regler for proporsjonering, ved tillaging, kondisjonering og testing av prøveklusser i laboratoriet i V250. For arbeider klassifisert som anrikning, hvor lavere bindemiddeltilsetning inngår, kan man vurdere en enklere form for proporsjonering.

B 8 Knusefresing

B 8.1 Beskrivelse av tiltaket

Knusefresing er aktuelt som forarbeid ved for eksempel bitumenstabilisering der eksisterende overbygning inneholder mye stein. Metoden består i å knuse materialer i eksisterende veg til et mer homogent materiale som kan fungere som nytt bærelag alene eller etterpå tilsettes nye materialer eller bindemidler for å oppnå de egenskaper man ønsker. Normal fresedybde er 20-30 cm.

Metoden er spesielt godt egnet der det forekommer mye stor stein eller oppstikkende berg (bergknøler) i eksisterende vegoverbygning. Normalt kan store steiner (opptil 20-30 cm) og mindre oppstikkende bergknøler knuses. Metoden er også spesielt godt egnet der det er lange avstander og store kostnader for inntransport av nye masser. Miljømessig er dette derfor også ofte en god metode. [27].



Figur B8.1 Knusefresing av sprengt stein. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen).

B 8.2 Grunnlagsinformasjon

Undersøkelse av stedlige forhold for egnethet for knusestabilisering omfatter en vurdering av eksisterende masser (asfalttykkelser, lagtykkelser av ubundne lag, korngradering og forekomst av stor stein og fjell), behov for stabilisering samt trafikkavviklingsforhold. I tillegg inngår en avklaring av om man har tilgjengelige masser som kan benyttes ved oppbygging av ny vegoverbygning.

B 8.3 Planlegging av tiltaket

Før hovedarbeidene gjennomføres bør det etableres tilfredsstillende grøft langs vegen. Dette kan omfatte kun grøfterensk, men som oftest vil det være behov for mer omfattende arbeider for å etablere tilfredsstillende grøfteprofil og grøftedybde. Eksisterende stikkrenner må etterses og renskes eller skiftes ut, nye stikkrenner legges etter behov.

Dersom asfaltdekket er tynt (tykkelse under 4-5 cm), kan asfaltdekket freses sammen med underliggende lag i knusefresingen. Tykkere asfaltlag bør freses av separat med en asfaltfres. Dette materialet kan ev. gjenbrukes ved infresing senere i prosessen.

Dybde på knusefresingen må være tilpasset tykkelsen på de ubundne lagene i vegoverbygningen. For å unngå at dårlige masser i undergrunnen blir blandet inn i freseprosessen er det viktig å ikke gå for dypt. Dette gjelder spesielt på lavtrafikkerte fylkesveger og kommunale veger som ofte har en tynn vegoverbygning. Ved dårlige grunnforhold og liten fresedybde bør man vurdere behovet for ytterligere forsterkning.

Kornkurve for materialene etter knusefresing avhenger av det opprinnelige materialet i vegoverbygningen. Dersom vegoverbygningen inneholder stor stein, vil knusefresing bidra til å øke andelen grovt materiale. Dersom materialene allikevel er for finstoffrike, bør det vurderes å tilsette annet materiale for å få en tilfredsstillende kornkurve. Maksimal steinstørrelse etter fresing kan varieres fra 60 mm ned til 20 mm vha. innstillinger på fresen.

B 8.4 Risikofaktorer, begrensninger

Siden kornkurven på materialet etter fresing er ukjent, bør det alltid tas prøver av knust materiale. Dette for å vurdere om man bør tilsette andre materialer eller stabilisere med for eksempel bitumen for å få en masse med god kornkurve og lite finstoff.

Hvis bærelaget i utgangspunktet inneholder mye finstoff og lite stein vil finstoffmengden øke etter fresing. I slike tilfeller er ikke knusefresing egnet.

Fresen kan ikke frese tykke asfaltlag, derfor er det viktig å kjenne til eksisterende dekketykkelse og om det er hensiktsmessig å frese av toppdekket separat, før knusefresing.

Etter fresing vil materialet være løst lagret, og det trengs en god plan for komprimering og kontroll av denne. For å unngå initialspor pga. etterkomprimering fra trafikken, vil det være fordelaktig å vente noen dager før det nye vegdekket legges. Hvis det legges et 2-lags dekke, bør det vurderes å avvete legging av slitelaget til 1-2 år etter stabilisering.

Kraftig nedbør under knusefresingen bør unngås fordi frest materiale kan bli ustabil før det er komprimert.

B 8.5 Forventet resultat

Vegens kurvatur og bredde opprettholdes med mindre det gjøres spesielle tiltak for å endre disse. Vegens overflate får generelt bedre jevnhet som følge av bedre homogenitet i bærelaget. Vegens bæreevne forventes ikke å bli merkbart forbedret ved kun knusefresing alene, men kombinert med andre tiltak vil man kunne få en bæreevneøkning. Hvis man lykkes i å få ned finstoffandelen i bærelaget kan man forvente å få redusert skadeutviklingen, for eksempel av type krakeleringer.

Man må forvente at sporutviklingen de første 1–2 år etter stabilisering er noe større enn den var før fresing pga. etterkomprimering.

Finstoffinnholdet kan forventes å gå ned 3-8 % avhengig av innholdet av stein før fresing. Kornkurven til materialet forventes å bli mer velgradert, og bedre egnet som bærelag etter fresing forutsatt at det inneholder en del stein [28].

B 8.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Arbeidet med grøfter og stikkrenner bør utføres minimum et år før stabilisering av vegoverbygningen skal foretas, for å sikre at eventuell grunnvannssenkning ikke medfører ujevne setninger.

B 9 Bærelag av penetrert pukk

B 9.1 Beskrivelse av tiltaket

Tiltaket består i utlegging av nytt bærelag av pukk som påsprøytes bindemiddel før det avstrøs og forkiles med finpukk. Over dette laget legges nytt slitelag av asfalt. Metoden er godt egnet som bærelag på lavtrafikkerte vegger i forbindelse med forsterkning og der det er behov for et drenerende lag. Penetrert pukk er også godt egnet som bærelag på grusveg som skal få fast dekke.

B 9.2 Grunnlagsinformasjon

God kjennskap til de materialer som skal benyttes er en forutsetning for å være trygg på resultatet. Det settes relativt strenge krav til det pukk materialet som skal legges ut og penetreres.

Vegens bredde vil være avgjørende for valg av tiltaket. Et bærelag av penetrert pukk og nytt dekke vil normalt medføre en heving av veglinja og dermed en smalere veg. Metodens egnethet forutsetter derfor at vegen tåler å bli smalere, ev. at tiltaket kombineres med en breddeutvidelse.

B 9.3 Planlegging av tiltaket

Penetrert pukk er beskrevet i N200 i to varianter, avhengig av lagtykkelsen. For grovpukk benyttes sortering 11/32 i 75 mm tykkelse eller sortering 16/45 i 100 mm tykkelse. Materialet bør legges ut med en pukkutlegger for å oppnå riktig lagtykkelse med minst mulig separasjon. Men man kan også legge ut med høvel med maskinstyring. Ved utlegging anbefales det generelt at det legges ca. 10-20 % større tykkelse enn ferdig komprimert.

Etter utlegging og komprimering bindes pukklaget av ved utsprøyting av bituminøst bindemiddel. Bindemiddelet skal være bitumenemulsjon med basisbindemiddel 160/220-330/430 eller vegbitumen 160/220-330/430. Bindemiddelet bør tilsettes aktivt vedheftningsmiddel. Bindemiddelmengde skal være som vist i tabell B9.1.

Tabell B9.1 Bindemiddelmengde [22].

Lagtykkelse, mm	Pukksortering	Bindemiddelmengde (rest)	
		Pukkforkiling, kg/m ²	Asfaltforkiling, kg/m ²
75	11/32	2,5 - 3,5	2,0 - 3,0
100	16/45	3,0 - 4,0	2,5 - 3,5

Etter avbinding forkiles pukklaget med finpukk, knust asfalt eller asfaltert grus. Forkilingspukken bør spres ut med pukkspreder. Mengden skal være som vist i tabell B9.2, men må avpasses slik at hulrommet i toppen på grovpukklaget blir fylt uten at det blir liggende igjen nevneverdig løs stein. Forkilingspukken vales ned i grovpukken. Etter utført forkiling og komprimering legges det på et toppdekke av varmblandet eller kaldblandet asfalt.

Tabell B9.2 Mengde og sortering for forkilingsmateriale [22].

Pukksortering, mm	Pukk		Asfalt	
	Sortering, mm	Mengde, kg/m ²	D, mm	Mengde, kg/m ²
11/32	4/8	16	11	20-30
16/45	8/11	22	16	25-35

For å få tilfredsstillende stabilitet er det viktig at det er samsvar mellom pukkestørrelse og lagtykkelse. Dette innebærer at penetrert pukkk ikke er et alternativ dersom det er vanskelig å unngå at tykkelsen på laget varierer. Lagtykkelsen skal ikke variere mer enn $\pm 20\%$ fra prosjektert tykkelse. Biltrafikk på upenetrert pukkk må unngås.

Tiltaket er egnet både ved sportype 1 og 2 fordi man oppnår et drenerende bærelag i tillegg til økt overbygningstykkelse over svak grunn. På spesielt svak grunn kan tiltaket også kombineres med armering i underkant av Pp-laget (se kapittel B17 og B19).



Figur B9.1 Utlegging av grovpukkk med pukkkutlegger. Riktig mengde forkilingsmateriale er viktig, ikke for mye og ikke for lite. (Foto: Kai Frode Solbakk, Statens vegvesen).

B 9.4 Risikofaktorer, begrensninger

Hovedmaterialet av ensgradert pukkk krever en god avbinding i toppen for å være stabilt. Dette innebærer at materialer ikke bør være så ensgradert og grovt at utsprøytet bindemiddel havner i bunnen av pukkklaget. Samtidig må utlagt materiale ikke gi en for tett overflate som hindrer bindemiddelet i å trenge tilstrekkelig ned i pukkklaget. Pukkens gradering har også mye å si for komprimering og stabilitet av laget etterpå.

Det kan også være fare for at bindemiddelet er for stivt slik at det bare blir liggende på toppen eller for mykt slik at det renner til bunnen av grovpukken. Bindemiddeltipe og viskositet må tilpasses lufttemperatur ved legging slik at bindemiddelet blir stående i pukkklaget.

En tredje risikofaktor er belegg av finstoff på overflaten til de grovere steinene. Selv små mengder belegg vil kunne hindre en tilfredsstillende kontakt mellom bindemiddel og steinoverflate og er svært uheldig for egenskapene til laget av penetrert pukkk. Både grov- og finpukkk skal vaskes og det skal være maks 1 % finstoff < 1 mm sikt.

Helt eller delvis tette dyser på sprøyterampen er en vanlig kilde til dårlig utførelse, det samme gjelder feilstilte dyser. Det er viktig at denne delen av arbeidene følges nøye opp. Entreprenøren må dokumentere at avviket for prosjektert utsprøytet bindemiddel ikke avviker mer enn $\pm 15\%$ noe sted, supplert med en oppfølging fra byggherren. Det bør også kontrolleres at nedtrengningen av bindemiddelet er tilnærmet like stor alle steder, i størrelsesorden 40 til 60 % av lagtykkelsen.

B 9.5 Forventet resultat

Med en lastfordelingskoeffisient på $a = 1,5$ gir penetrert pukk med lagtykkelse 10 cm et bidrag til indeksverdi på 15. Mulig effekt av bedre drenering av ev. underliggende, telefarlige lag i teleløsningsperioden er vanskeligere å vurdere.

Et bærelag av penetrert pukk er permeabelt. Dette bidrar til en bedre drenering av underliggende lag i vegoverbygningen, og med det forkortes perioden med særlig dårlig bæreevne i teleløsningsperioden. For å oppnå full effekt av dette bør ev. gammelt asfaltdekke fjernes på forhånd, fortrinnsvis ved fresing for gjenbruk på anlegget.

B 9.6 Viktige elementer ved gjennomføring av tiltaket

Det bør i beskrivelsen av tiltaket spesifiseres valg av pukksortering, mengden og type utsprøytet bindemiddel, samt materiale til forkiling. Det bør presiseres at steinmaterialene skal oppfylle kravene i NS-EN 13242.

I samsvar med de krav som er angitt i N200, skal maksimalt tillatt overkorn og underkorn for hovedmaterialet være 15 %, dvs. graderingskategori $G_c 85-15$. At materialet er tilstrekkelig grovt ivaretas av at standarden har krav om minst 1 % overkorn, i tillegg bør man vurdere å sette krav på mellomsikt, f.eks. kategori $GT_c 20/15$. For forkilingmaterialet av finpukk kan man tillate 20 % underkorn, dvs. graderingskategori $G_c 80-20$.

Penetrert pukk er først og fremst aktuelt på større forsterkningsarbeider, arbeider i størrelsesorden 1000 m² og mer. Et godt resultat krever at arbeidene utføres av mannskap som har erfaring med denne type arbeider. Kravene til størrelse på arbeidene og til mannskap med erfaring med slike arbeider har vært en begrensende faktor for denne type arbeider i store deler av landet.

B 10 Bærelag av forkilt pukkk

B 10.1 Beskrivelse av tiltaket

Tiltaket består i utlegging av pukkk, f.eks. sorteringen 16/45, i 10 cm tykkelse. Materialet skal legges ut med en pukkkutlegger. Etter utlegging og komprimering forkiles pukkklaget med finpukkk, knust asfalt eller asfaltert grus. Etter utført forkiling og komprimering legges det ut et dekke av varmblandet eller kaldblandet asfalt.



Figur B10.1 Utlegging av pukkk forkilt med knust asfalt. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen).

B 10.2 Grunnlagsinformasjon

Det settes relativt strenge krav til det pukkkmaterialet som skal legges ut. Det er særlig viktig at materialene har god kornfordeling, kornform og mekanisk styrke. God kjennskap til de materialer som skal benyttes, er derfor en forutsetning for å være trygg på resultatet.

Et bærelag av forkilt pukkk og nytt dekke vil normalt medføre en heving av veglinja og dermed en smalere veg. Metodens egnethet forutsetter at vegen tåler å bli smalere, ev. at tiltaket kombineres med en breddeutvidelse.

Grundig vurdering av de steinmaterialer som skal anvendes er en viktig del av forarbeidene.

B 10.3 Planlegging av tiltaket

For å få tilfredsstillende stabilitet er det viktig at det er samsvar mellom pukkkstørrelse og lagtykkelse. Dette innebærer at forkilt pukkk ikke er et alternativ dersom det er vanskelig å unngå at tykkelsen på bærelaget varierer. Lagtykkelsen bør ikke variere mer enn $\pm 20\%$ fra prosjektert tykkelse. Valg av hovedsortering er avhengig av lagtykkelsen. For lagtykkelse 100 mm benyttes hovedsortering 16/45 som forkiles med pukkk 8/11 eller asfalterte materialer 0/11. For andre lagtykkelser tilpasses hovedsorteringen.

Materialet skal legges ut med pukkkutlegger som sikrer massens homogenitet og god forkiling mellom steinene.

Tiltaket er egnet både ved sportype 1 og 2 fordi man oppnår et drenerende bærelag i tillegg til økt overbygningstykkelse over svak grunn. På spesielt svak grunn kan tiltaket også kombineres med armering i underkant av Fp-laget (se kapittel B17 og B19).

B 10.4 Risikofaktorer, begrensninger

Hovedmaterialet av pukk 16/45 må være stabilt etter komprimering. Dette innebærer at materialene ikke må være for ensgraderte. Mekanisk styrke må være så god at materialene ikke knuses under komprimering.

Forkilingsmaterialet må harmonere med materialet i hovedsorteringen og mengden må være tilpasset grovheten i pukklagets overflate. Både for stor og for liten mengde til forkiling er uheldig for lagets stabilitet. Av samme grunn må mengden forkilingsmateriale ikke variere over arealet. Mengden forkilingsmateriale tilpasses slik at det sikrer god forkiling, uten at det dannes et eget lag av forkilingsmaterialet på toppen av bærelaget, og uten at det blir liggende løst materiale etter valsing. Forkilt pukk krever god håndverksmessig utførelse. Hvis ikke er det en risiko for at laget blir ustabil og kan gi spor og «vaskebrett» i asfaltlaget over. Et godt resultat fordrer derfor at arbeidene utføres av mannskap som har erfaring med denne type arbeider.

B 10.5 Forventet resultat

Med en lastfordelingskoeffisient på $a = 1,25$ gir forkilt pukk med lagtykkelse 10 cm et bidrag til indeksverdi på 12,5. Mulig effekt av bedre drenering av ev. underliggende, telefarlige lag i teleløsningsperioden, er vanskeligere å vurdere.

Et bærelag av forkilt pukk er permeabelt. Dette har den fordel at det vannet som smelter ovenfra i teleløsningsperioden, har mulighet for å bli drenert ut gjennom pukklaget, og med det forkortes perioden med særlig dårlig bæreevne. For å oppnå full effekt av dette bør et ev. gammelt asfaltdekke fjernes på forhånd, fortrinnsvis ved fresing for gjenbruk på anlegget.

B 10.6 Viktige elementer ved gjennomføring av tiltaket

Det er viktig å påse at forholdet mellom lagtykkelse og materialenes sortering er som beskrevet i N200. I samsvar med de krav som er angitt i N200, skal maksimalt tillatt overkorn og underkorn for hovedmaterialet være 20 %, dvs. graderingskategori $G_c 80-20$ i NS-EN 13242. Av hensyn til stabiliteten av laget med forkilt pukk må materialet ikke være for ensgradert. At materialet er tilstrekkelig grovt, ivaretas av at standarden har krav om minst 1 % overkorn, i tillegg bør man vurdere å sette krav på mellomsikt, f.eks. kategori $GT_c 20/15$. For forkilingsmaterialet av finpukk kan man tillate 20 % underkorn, dvs. graderingskategori $G_c 80-20$.

I tillegg til entreprenørens kontrollplan bør byggherren følge arbeidene nøye opp. Dette omfatter kvaliteten til de pukksorteringer som anvendes, utlagt tykkelse, komprimering og mengden avstrøingsmateriale.

B 11 Tørrstabilisering

B 11.1 Beskrivelse av tiltaket

Tiltaket består i tørrfresing av dekke og bærelag, etterfulgt av justering av vegens profil, deretter utspredding og nedfresing av pukk. Bærelaget vannes og komprimeres. Etter komprimering legges det et nytt dekke, ev. et foreløpig dekke, av f.eks. Mykasfalt.



Figur B11.1 Tørrstabilisering. (Foto: Statens vegvesen)

Arbeidet består i hovedsak av følgende punkter

1. Dersom total asfalttykkelse er mer enn 5-6 cm, bør det meste av eksisterende asfaltdekke freses av i egen operasjon. Gjenværende asfalt bør være 2-4 cm. Frest masse må kjøres på mellomlager.
2. Resterende del av asfaltdekket freses inn i bærelag.
3. Vegens profil justeres med veghøvel, før det vannes og komprimeres.
4. Pukk legges ut, og freses inn i bærelag.
5. Vegprofilen justeres med veghøvel, før det vannes og komprimeres.
6. På lavtrafikkerte veger kan trafikken settes på strekningen noen dager, før asfaltering.
7. Nytt dekke legges ut, eventuelt kan det legges et midlertidig dekke med bruk av gjenbruksmasser.

B 11.2 Grunnlagsinformasjon

Under planlegging av tiltaket må tilstanden til vegdekket kartlegges, samt variasjoner i total asfalttykkelse over strekningen. Til dette kan målinger med georadar benyttes. Dersom man er rimelig sikker på at tykkelsen varierer lite, kan punktvis bestemmelse av tykkelse ved uttak av borkjerner være en raskere og enklere løsning. Basert på oppgravingsprøver må grusbærelagets korngradering og behov for justering av bærelagets sammensetning fastsettes. Det anbefales at det gjennomføres oppgravinger minimum hver 500 meter.

Tiltaket vil kun berøre de øverste 10-25 cm av vegoverbygningen. Det er derfor viktig at styrken til den resterende del av vegkonstruksjonen er tilfredsstillende, og at det er fastslått at det hovedsakelig er sportype 1. Kartlegging med hensyn på lagtykkelser og klassifisering av materialene, inkludert undergrunn er derfor viktig. Det bør i tillegg til oppgravingsprøver gjennomføres nedbøyningsmålinger med fallodd, for å identifisere partier der det bør utføres tilleggsforsterkning.

B 11.3 Planlegging av tiltaket

Tiltaket gir en beskjeden heving av vegens høyde. Dette innebærer at tiltaket er egnet på smale veger hvor det ikke kan aksepteres at tiltaket medfører en enda smalere veg.

Hvorvidt tørrstabilisering kan utføres i ett kjørefelt om gangen, eller om hele vegbredden bør stabiliseres samlet, avhenger av vegens totale bredde og av behovet for justering av vegens tverrprofil og lengdeprofil.

Ved dette tiltaket vil oppfrest asfalt bli blandet inn i grusbærelaget under. Dette må man ta hensyn til når man vurderer mengde og type pukk som legges ut før innfresing.

Utbedring av drenssystem (grøfting og utskiftning av stikkrenner) forutsettes utført minimum 1 år før tiltak (se mer om drenering i kapittel B1, B2, B3 og B12).

B 11.4 Risikofaktorer, begrensninger

Tørrstabilisering bør primært betraktes som et mindre forsterkningstiltak på veger med beskjeden trafikk hvor kantskader, krakelering og andre dekkeskader reduserer dekkelevetiden (hovedsakelig sportype 1). Tørrstabilisering fjerner risikoen for refleksjonssprekker i slitelaget og reduserer risikoen for skader på grunn av vannømfintlige eller telefarlige masser like under asfaltdekket. Ut over dette gir tiltaket kun et beskjedent bidrag til vegoverbygningens styrkeindeks.

Den beskjedne økningen i overbygningens styrkeindeks innebærer at total overbygningstykkelse, overbygningens drenering etc. må være tilfredsstillende for at man skal oppnå forventet resultat av tiltaket.

Tørrstabiliseringen innebærer at de freste materialer får en løsere struktur. Komprimeringen, enten det er med gummihjulsvals eller med vibrasjonsvals, vil normalt ikke klare å pakke materialene sammen i like stor grad som man oppnår ved hjelp av flere års trafikk. Av den grunn må man forvente at sporutviklingen de første 1-2 år etter stabilisering er noe større enn den var før tørrstabiliseringen. Hvis det legges et 2-lags dekke, bør det derfor vurderes å avvente legging av slitelag til 1-2 år etter stabilisering. Av samme grunn bør man vente minst 2 år før effekten av stabiliseringen vurderes, f.eks. ved hjelp av nedbøyningsmålinger.

B 11.5 Forventet resultat

Det er ikke uvanlig at man ved tradisjonelle dekketiltak i form av oppretting og nytt slitelag vil se sprekker på overflaten etter få år dersom underlaget har sprekker eller krakelering av betydning. Slike refleksjonssprekker kan man unngå ved tørrstabilisering.

Tiltaket ansees som et mindre forsterkningstiltak, som kun vil gi et lite bidrag i styrkeindeksen. Tiltaket bedrer i hovedsak kornkurven på bærelaget, vegens tverr- og lengdeprofil, bidrar til kantforsterkning, og kan være effektivt der hvor krakelering er så omfattende at en tradisjonell reasfaltering vil gi en uakseptabel kort levetid. Det forventes ikke noen stor økning i bæreevne.

B 11.6 Viktige elementer ved gjennomføring av tiltaket

Metoden er avhengig av at massene i bærelaget er egnet for fresing. Eventuelle store steiner/blokker må fjernes før stabilisering. Bruk av knusefres vurderes, hvis bærelaget består av stor stein eller det er små oppstikkende fjellknøler (se kapittel B8).

B 12 Utkilinger

B 12.1 Beskrivelse av tiltaket

Etablering av utkilinger er først og fremst aktuelt på steder hvor man har overganger mellom ikke-telefarlige og telefarlige materialer i grunnen, og hvor eksisterende veg ikke er bygget med tilstrekkelig frostsikring. Det vil også være aktuelt å bruke utkilinger ved stikkrenner/kulverter, kryssende rør/kabler og inn mot konstruksjoner. For etablering av utkilinger mot faste konstruksjoner som f.eks. brokar, se N200 [22]. For utkiling av stikkrenner, se kapittel B3. Utkiling er også aktuell i overgang mellom gammel og ny veg.

B 12.2 Grunnlagsinformasjon

Hvis det ikke fra før foreligger tilfredsstillende dokumentasjon av materialene i grunnen og i overbygningen, samt lagtykkelser i overbygningen, bør grunnundersøkelser vha. oppgravinger og/eller georadarmålinger gjennomføres. Variasjoner i dybde til fjell kan ofte være en kilde til ujevne telehiv. Behovet for å kartlegge dette, kan dermed være en viktig del av grunnlagsinformasjonen.

B 12.3 Planlegging av tiltaket

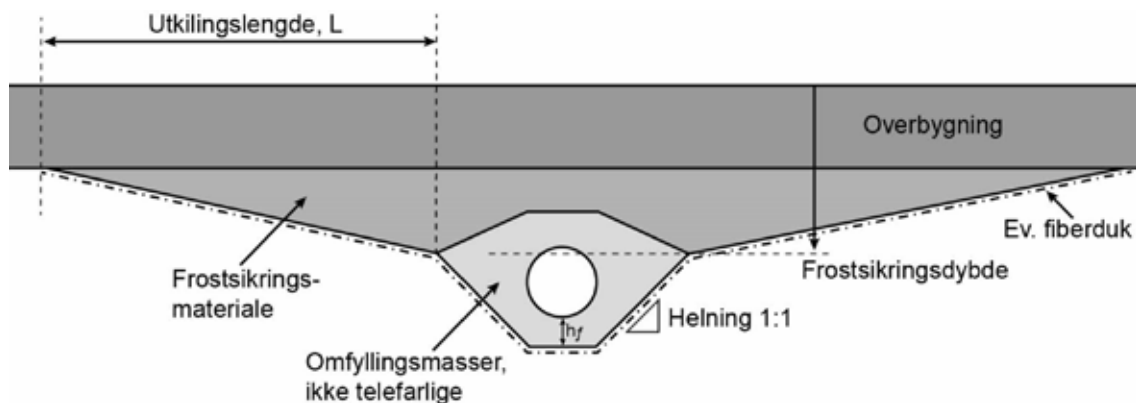
Første trinn i planleggingen er å klarlegge hvorvidt utkiling alene vil kunne redusere omfanget og størrelsen av ujevnt telehiv, eller om dette må kombineres med andre tiltak (utbedring av dreneringen, andre tiltak for å senke grunnvannstanden og avskjæring av strømming av vann gjennom jord, eventuelt mer omfattende masseutskifting).

Krav til utkilinger ved overgangen mellom telefarlige og ikke-telefarlige materialer i grunnen er beskrevet i N200 og gjengitt i tabell B12.1. Ved en antatt frostsikringsdybde på 1,8 meter og en total overbygningstykkelse på 0,8 meter, vil utkilingen med helning 1:25 (veg med skiltet hastighet 80 km/t) gir en utkiling med lengde 25 meter. På gang- og sykkelveger vil kravet være utkiling med helning 1:10, det vil si at lengden av utkilingen blir 10 meter under de samme forutsetninger.

Tabell B12.1 Helning basert på skiltet hastighet i N200 [22].

Skiltet hastighet, km/t	Helning på utkilingen, maks
≤ og g/s - veger	1:10
60 og 70	1:15
80 og 90	1:25
≥ 100	Frostsikret veg forutsettes

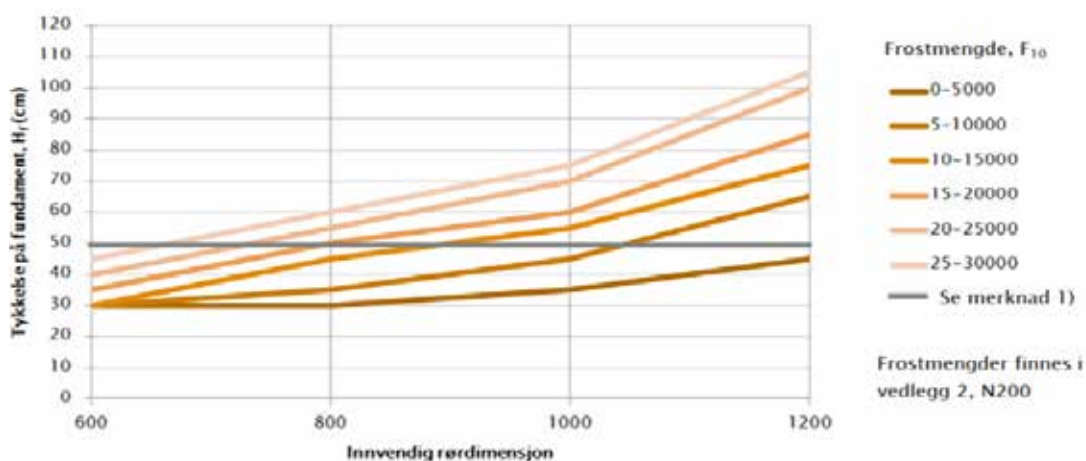
Utkiling i forbindelse med kryssende stikkrenner og kulverter bør utføres som vist i figur B12.1 når stikkrenna ligger i frostsikringsdybden. Frostsikringsdybden finnes basert på data fra frostmengdekart, årsmiddeltemperaturkart og figurer i N200.



Figur B12.1 Utkiling ved stikkrenne [22].

Kulverter og stikkrenner med diameter større enn 600 mm skal frostsikres. Nødvendig tykkelse på rørfundament (h_f) grunnet frost beregnes etter formlene under eller tas utfra figur B12.2. Beregning utført i samsvar basert på krav i N200.

Nødvendig tykkelse på rørfundament, H_f



1) Min. 50 cm ved bløt grunn (torv, bløt silt/leire)

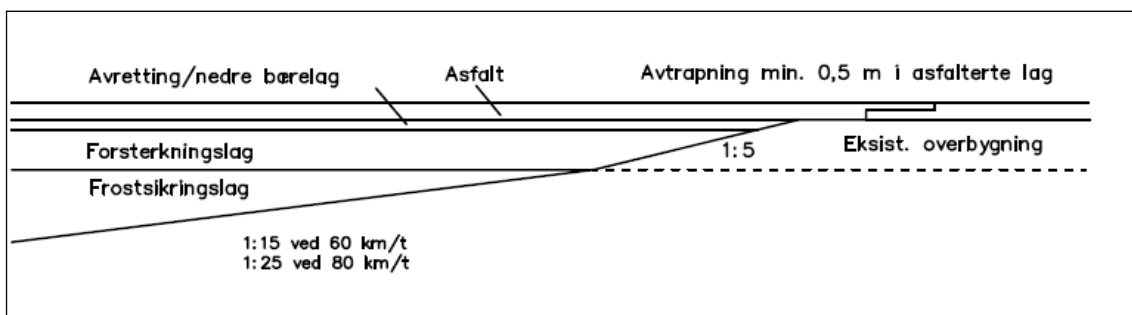
Figur B12.2 Nødvendig tykkelse på rørfundament (h_f) grunnet frost. (Graf: Per Otto Aursand, Statens vegvesen).



Figur B12.3 Utkiling av stikkrenne. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

Materialvalg og lagtykkelser ved tiltak for å redusere ujevnt telehiv bør følge de generelle regler som gjelder for masseutskiftning av vegoverbygning. Frostsikringslaget bør ikke har for stor D_{maks} da det vil vanskeliggjøre utførelsen i enden på kilen der den er tynn. Anbefalt materiale er samfengt kult 0/90 mm.

Figur B12.4 viser utkiling av ny vegoverbygning mot eksisterende veg i lengderetning. Frostsikringslaget kiles iht. tabell B12.1. Det anbefales å kile ut forsterkningslaget med en minimum helning på 1:5. Dette er spesielt viktig der eksisterende vegs forsterkningslag består av velgradert grusmaterialer mens ny veg består av drenerende kult-materiale.



Figur B12.4 Utkiling av ny vegoverbygning mot eksisterende veg. (Ill: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

B 12.4 Risikofaktorer, begrensninger

Forutsatt riktig materialvalg og god utførelse er det få risikofaktorer og begrensninger som kan føre til et ikke tilfredsstillende resultat. Det vanligste problemet er mangelfull komprimering av de tilførte materialene, med fare for etterkomprimering og feil helning på kile. Ny fresing av buttskjøter, oppretting og nytt slitelag vil da være nødvendig.

Ved avfresing av eksisterende dekke og påfølgende trafikkering over kilen før nytt dekke er lagt kan det være fare for skader i enden av kilen (bæreevnesvikt, omlagring av materialer, telehiv m.m.). For å unngå dette må kilen føres helt ut til fresekanten, jf. figur B12.5.



Område utenfor kilen der asfalt er fjernet og bæreevneproblemer kan oppstå pga. tynn overbygning.

Kile.

Figur B12.5 Utkiling med mulig problemområde. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen).

B 12.5 Forventet resultat

Med riktig planlagt og utført arbeid vil utkilinger normalt ha like god levetid som resten av vegoverbygningen. Det forventes ikke at telehivet forsvinner helt, men overgangen blir jevnet ut så man kan holde jevn hastighet uten at kjørekomforten reduseres.

B 13 Kantforsterkning

Behovet for kantforsterkning er stort på det norske vegnettet. Behovet er størst på det sekundære vegnettet, men også mange regionale vegger med stor og tung trafikk har alvorlige kantskader som krever utbedring.

På store deler av det sekundære vegnettet er kjørebanebredden og/eller skulderbredden så liten at tradisjonell kantforsterkning ikke løser problemene. Da vil breddeutvidelse være aktuelt, se kapittel B14.



Figur B13.1 Stabil skråning av kult med helning 1:2 eller slakere hjelper lite dersom problemet er et svakt vegfundament. (Foto: Ukjent).

Asfaltskuldre skal ha fast underlag over hele dekkebredden og bør avsluttes minst 0,25 m fra vegkant for å unngå at mindre biter av asfaltdekket brekker av som en følge av lokalt manglende fasthet i underlaget.

B 13.1 Beskrivelse av tiltaket

Kantforsterkning er i prinsippet et samlebegrep for flere typer utbedringstiltak hvor dekkeskadene er særlig store langs vegkanten. Behovet for kantforsterkning kan komme til syne på flere måter:

- Sporutviklingen er merkbart større i ytre hjulspor enn i indre hjulspor.
- Kantheng, det vil si et stort «tverrfall» fra ytre hjulspor og ut til vegkant.
- Omfattende sprekkedannelse, store langsgående sprekker nær vegkant.

Valg av utbedringstiltak vil i stor grad avhenge av årsaken(e) til skaden.

- I en vegskjæring hvor sporutviklingen i ytre hjulspor er vesentlig større enn i indre hjulspor, kan etablering av lukket drenering være et aktuelt tiltak (se kapittel B2). Hvorvidt drenering alene er tilstrekkelig, eller om det må kombineres med andre forsterkningstiltak, må vurderes spesielt. Hvor god effekt dreneringen har vil vise seg over tid. Generelt anbefales det at etablering av lukket drenering gjøres minimum ett år før ev. andre tiltak.
- Svakere vegfundament i de ytre deler av vegens tverrprofil kan også være et resultat av tidligere breddeutvidelser av mer tvilsom karakter. Under slike forhold vil masseutskifting eller annen form for opprusting av ytre del av tverrprofilen være en nødvendig del av utbedringstiltaket.
- Bratte fyllingsskråninger og/eller manglende vegskuldre kan gi utglidninger med trafikkarfarlige langsgående sprekker. Slakere sideskråninger eller etablering av støttefyllinger kan være aktuelt.

- På smale veger med trafikk helt ute på kanten kan breddeutvidelse være riktig tiltak, se kapittel B14.

Ved masseutskifting er det som regel viktig å vurdere om man kan unngå framtidige skader ved å redusere påkjenningene på materialene i grunnen. For eksempel ved å benytte lette masser som lettklinker, skumglass, ev. lettfylling med EPS. Slike vurderinger krever en grundig analyse av skadeårsak og skadens alvorlighet. Også bruk av armeringsnett av stål eller plastnett kan være aktuelt ved kantforsterkning, men dette må som regel brukes sammen med andre typer utbedringstiltak.

For veg på fylling kan det være nødvendig med relativt tunge og kostbare tiltak. Dette kan være alt fra flytting av veglinja til bygging av en forstøtningsmur eller masseutskifting med stabile, lette masser på ytre del av veggen.

B 13.2 Grunnlagsinformasjon

Det er nødvendig med inngående kjennskap til vegens oppbygging (overbygning og underbygning) dersom man skal være sikker på at det valgte tiltak gir forventet forsterkning og økning av dekkelevetiden. I tillegg til den generelle vurderingen av kantskadene og mulige årsaker til disse, kan det være behov for flere former for undersøkelser, f.eks.:

- Nedbøyningsmålinger med fallodd, målt i midten av veggen og i ytre hjulspor, ev. også utenfor ytre hjulspor.
- Georadarmålinger for å se på ev. variasjoner i vegfundamentet.
- Oppgravingsprøver for fastsettelse av lagtykkelser og materialegenskaper over vegens tverrprofil.
- En kontroll av vegens dreneringsforhold, inkl. tilstanden til ev. lukket drenering.

Resultatene fra oppgravingsprøver vil i seg selv gi et godt grunnlag for vurdering av årsaken(e) til kantskader. De kan også medvirke til at man får en bedre og sikrere vurdering av nedbøyningsmålinger og av resultatene fra målinger med georadar.

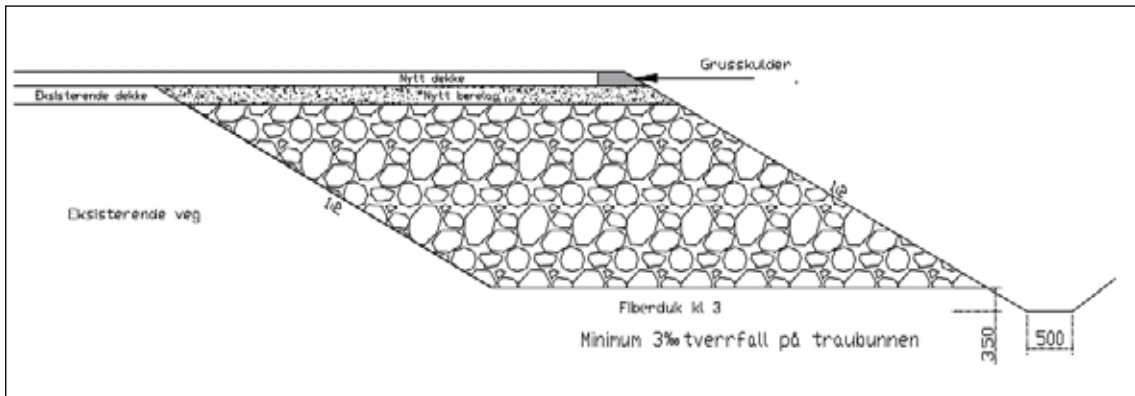
Både setninger og utglidninger i grunnen kan forårsake kantskader i vegdekket. Det er ikke alltid enkelt å avdekke slike problemer ved tradisjonelle vurderinger av tilstandsdata fra NVDB, som spor, jevnhet og tverrfall. Som regel vil det være nødvendig å studere detaljer i tilstandsdataene, gjerne i kombinasjon med bilder. En sikker vurdering av kantskader må normalt også baseres på en befarings.

Etablering av slakere fyllingsskrånninger og bredere vegskuldre kan innebære tiltak utenfor det arealet som vegholder råder over. En klarlegging av eiendomsgrensene er dermed nødvendig.

B 13.3 Planlegging av tiltaket

En vellykket forsterkning er helt avhengig av at man er sikker på årsaken(e) til kantskadene og planlegger tiltak i samsvar med dette. F.eks. kan utlegging av puk eller kult på fyllingsskrånninger for å få slakere skrånninger forsterke problemene dersom hovedproblemet er konsolidering av leire under fyllingen.

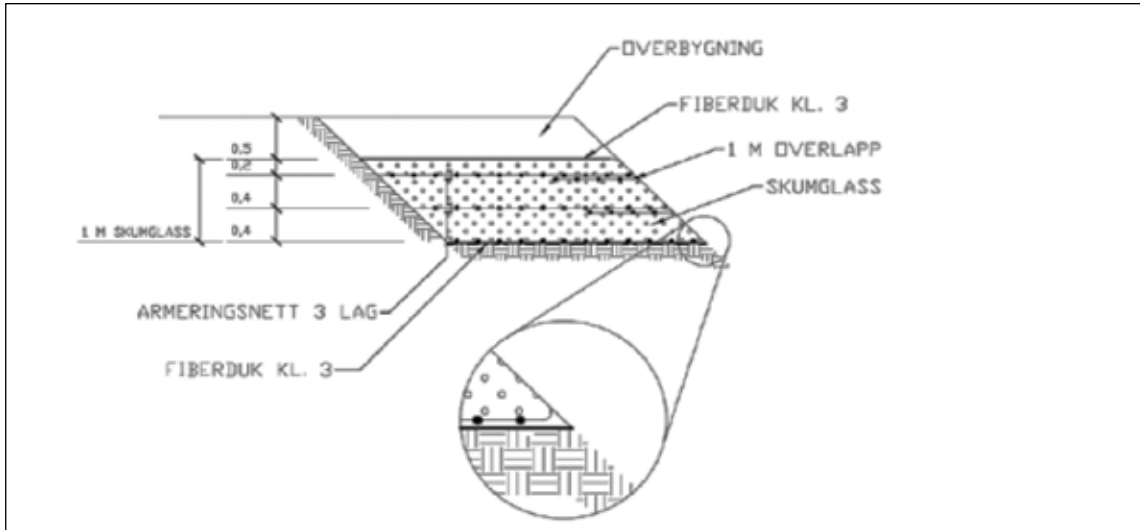
Dersom en generelt svak vegoverbygning er hovedårsaken til skadene, vil masseutskifting av de dårlige massene, med påfølgende oppbygging av nye materialer av riktig kvalitet og med lagtykkelser i samsvar med trafikkbelastningene, være et aktuelt tiltak. En viktig del av planleggingen er å fastslå hvor langt inn i kjørefeltet det skal forsterkes. Se eksempel i figur B13.2.



Figur B13.2 Kantforsterkning med åpen grøft. (Ill: Trond Østen, Statens vegvesen)

På smale vegger der belastningene fra trafikken kommer for nær vegkanten, kan forsterkningstiltaket bestå av en breddeutvidelse, ev. etablering av slakere fyllingsskrånninger. Ved denne type tiltak må man vurdere om materialene i grunnen tåler de merpåkjenninger som følger av tiltaket.

Dersom konsolidering av materialene i grunnen, ev. tendens til utglidning er hovedårsaken til kantskadene, er utskifting av massene i underbygningen med lette masser ett av flere aktuelle tiltak, se figur B13.3 og B13.4. Denne type tiltak er nærmere beskrevet i V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger*. Både EPS (ekspandert polystyren), lettklinker og skumglass er aktuelle materialer i lette fyllinger. Ved tiltak av denne typen er det aktuelt med lagvis utlegging av de lette massene, med en ekstra stabilisering av lettfyllingen ved hjelp av geonett.



Figur B13.3 Prinsippskisse som viser masseutskifting med skumglass og armering [12].

Dersom masseutskifting med bruk av lette masser eller etablering av slakere sideskrånninger er aktuelle forsterkningstiltak, anbefales det å gjennomføre enkle geotekniske vurderinger og beregninger. Basert på en vurdering av dybde til fjell, vegoverbygning og materialet i grunnen, kan skjærfasthet for materialet i grunnen bestemmes ved å anta at sikkerhetsfaktoren for eksisterende situasjon er ca. 1,0. Med dette som utgangspunkt kan man bestemme hva som må til av utskifting med lette masser, ev. hva som må tilføres av materialer og/eller etablering av slakere sideskrånning for at sikkerhetsfaktoren skal øke til 1,4. Denne type vurderinger er det mulig å få gjennomført uten omfattende grunnundersøkelser og materialtesting i laboratoriet.



Figur B13.4 Utlagt skumglass med fiberduk og armeringsnett. (Foto: Jan Vaslestad) [12].

B 13.4 Risikofaktorer, begrensninger

De fleste tiltak som er aktuelle ved utbedring av kantskader er relativt omfattende, tidkrevende og kostbare. Alle disse forhold kan gjøre det fristende å velge enkle, halvgode løsninger. Mange mislykkede kantforsterkninger skyldes valg av for enkle løsninger.

Ved tiltak som innbefatter masseutskifting i eksisterende veg og ev. breddeutvidelse, må gammel og ny del av vegen harmonere med hensyn til tilstandsutvikling og risiko for telehiv. Dersom eksisterende veg har telehiv av betydning, så vil det være en utfordring å få redusert størrelsen på dette og/eller å få tilfredsstillende overganger slik at man ikke får negative effekter i form av redusert fremkommelighet og trafikksikkerhet. Etablering av utkilinger i vegens lengderetning må også vurderes, se kapittel B12.

B 13.5 Forventet resultat

En riktig dimensjonert og utført kantforsterkning bør ha en levetid på linje med bygging av ny veg, det vil si en levetid i størrelsesorden 40-50 år.

B 13.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Dersom tiltaket inkluderer masseutskifting et stykke inn i kjørefeltet, må man sikre at forankringen til eksisterende veg er tilstrekkelig. Bruk av armeringsnett kan være aktuelt, se kapittel B15, B16 og B17.

Ved etablering av støttefylling utenfor eksisterende veg, må tiltaket være omfattende nok, mengden tilførte steinmaterialer må være tilstrekkelig til å forhindre videre utglidning. Hvor det er mulig, anbefales det å kombinere kantforsterkning med etablering av bredere skuldre.

Ved alvorlige utglidninger og svak undergrunn kan det være nødvendig å gjennomføre masseutskifting med etablering av fylling med lette materialer. Under slike forhold kan det på skråningene være vanskelig å få tilstrekkelig overdekning med jordmasser. Bruk av erosjonsnett kan medvirke til å få stabile skråninger. Utbedringstiltak som inkluderer etablering av bredere skuldre og/eller slakere fyllingsskråninger vil ofte medføre utvidelse av vegområdet. En viktig del av forberedelsene vil dermed være en kartlegging av grensene mot vegens naboer for å fastlegge om tiltaket medfører behov for grunnerverv. Dersom grunnerverv ved minnelig ordning er mulig, vil det som regel være tilstrekkelig å få utarbeidet plantegninger og noen snitt som viser behovet for endring av vegarealet. Dersom grunnerverv ved ekspropriasjon er nødvendig, vil det som regel være behov for utarbeidelse av reguleringsplaner med den saksbehandling dette innebærer. Se ellers kapittel B21.

B 14 Breddeutvidelse

B 14.1 Beskrivelse av tiltaket

Breddeutvidelse av eksisterende veg omfatter både en generell utbedring av veg som er for smal, og utvidelse som en følge av andre tiltak, f.eks. etablering av forsterket midtoppmerking eller fysisk midtdeler. Reglene ved breddeutvidelse kan også anvendes ved kurveutretting og andre mindre justeringer i vegens linjeføring. Det primære formålet med breddeutvidelsen er å bedre vegens geometri, men ofte vil det være aktuelt å kombinere breddeutvidelsen med andre forsterkningstiltak.



Figur B14.1 Tunge kjøretøy på eller utenfor hvitstripa er et relativt vanlig syn på det norske vegnettet. (Foto: Ukjent)

B 14.2 Grunnlagsinformasjon

Breddeutvidelse av eksisterende veg krever gode kunnskaper både om grunnforholdene langs vegen og vegens oppbygning. Man bør vurdere om det er behov for masseutskifting/forsterkning av ytre del av eksisterende veg i forbindelse med breddeutvidelsen. En grundig analyse av tilstandsutviklingen, ev. supplert med nedbøyningsmålinger bør også vurderes.

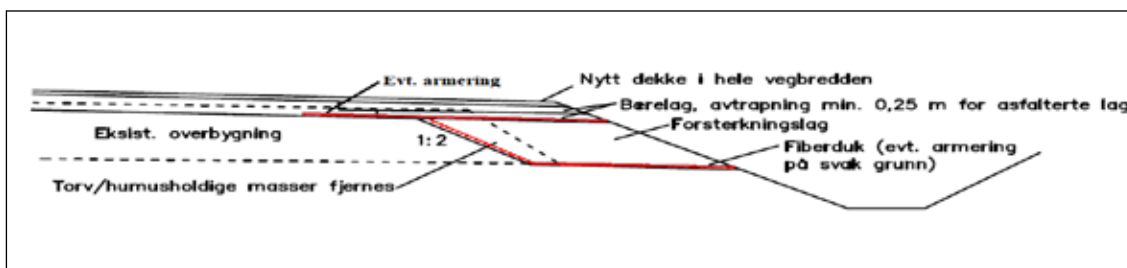
Breddeutvidelse vil som regel kreve forlengelse og/eller utskifting av eksisterende stikkrenner. I den forbindelse blir tilstandsvurdering og utforming av eksisterende stikkrenner en viktig del av grunnlagsinformasjonen. En vurdering av stikkrennenes kapasitet i forhold til dimensjonerende vannmengde må inngå, spesielt for de stikkrenner som skal skiftes ut på grunn av skade eller andre årsaker.

B 14.3 Planlegging av tiltaket

En vellykket breddeutvidelse krever god kunnskap om grunnforholdene, både utenfor og under eksisterende veg. Det ligger en særlig utfordring i å få ensartede forhold i hele tverrprofilet, både med hensyn til setninger, telehiv og etterkomprimering av massene.

Ved planlegging av breddeutvidelser må man også sikre nødvendig kurveutvidelse, rekkverksrom o.l. Dersom eksisterende veg har telehiv av betydning, jevne eller ujevne, vil et viktig poeng være å få breddeutvidelsen til å fungere på samme måte som den gamle vegen. Man har derfor en utfordring med å få redusert størrelsen på telehivet på eksisterende veg og/eller å få tilfredsstillende overganger slik at man ikke får negative effekter i form av redusert fremkommelighet og trafikksikkerhet.

Prinsipp for breddeutvidelse vises i figur B14.2. Det er viktig å fjerne deler av eksisterende vegkant og kile forsterkningslag i breddeutvidelsen med helning 1:2. Avhengig av behovet for forsterkning på resten av vegprofilen kan nytt bærelag legges sammenhengende over hele vegbredden, men uansett bør det legges et nytt slitelag/dekke i hele vegbredden. I mange tilfeller vil man vurdere å bruke armeringsnett i overgangen mellom ny og gammel del av vegen. Normalt er det da aktuelt å benytte plastnett i en bredde som minst omfatter 1,0 meter inn på gammel veg. For å redusere omfanget av sprekker i skillet mellom gammel veg og breddeutvidelsen, bør armeringsnettet ligge relativt høyt i vegkonstruksjonen. Minstekrav til mengden asfalt over armering med stålnett eller plastnett er omtalt under kapittel B15 og B16.



Figur B14.2 Prinsipp for breddeutvidelse. (Ill: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

B 14.4 Risikofaktorer, begrensninger

Metoden har ingen spesielle begrensninger ut over det som følger av krav til planlegging og utførelse av vegarbeider generelt. Siden en breddeutvidelse innebærer at skillet mellom ny og gammel del er midt i den ene, ev. i begge kjørebaneer, er det viktig å sørge for at breddeutvidelsen har de samme funksjonsegenskaper som gammel del og at tilstandsutviklingen blir lik, inklusive variasjoner over årstidene. Tiltak for å unngå uensartede forhold med hensyn til telehiv må vurderes særlig nøye. Bruk av armeringsnett over skjøten kan redusere ev. forskjeller, men armering må ikke medføre at man legger mindre vekt på drenering, lagtykkelser, materialvalg og utførelse.

B 14.5 Forventet resultat

Man må forvente en viss etterkomprimering av de granulære materialer i breddeutvidelsen. Derfor bør man som en del av tiltaket gjennomføre en dekkefornyelse på den nye delen av vegen etter 2 til 3 år. Dette inkluderer fresing av langsgående skjøtt med fortanning. Ut over dette bør man forvente at en godt planlagt og gjennomført breddeutvidelse vil ha en levetid som eksisterende veg.

B 14.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

En breddeutvidelse innebærer at det graves ut materialer inn i vegbanen slik at man har god kontroll på overgangen mellom gammel og ny del av vegen. I denne operasjonen kan det avdekkes forhold man ikke var klar over ved planleggingen. Arbeidene bør derfor legges opp slik at det er mulig å gjøre endringer underveis, noe som kan være en utfordring ved dagens anleggsdrift.

Det er viktig at massene i breddeutvidelsen blir godt komprimert. Bredden på tiltaket bør derfor være stor nok til at en anleggsvals kan brukes i oppbyggingen.

Breddeutvidelse av vegen vil normalt medføre et behov for skjøting av stikkrenner, ev. utskifting. Dette innebærer også etablering av nye innløp og utløp som må planlegges og utføres slik at stikkrennen har foreskrevet kapasitet og at trafiksikkerheten er ivaretatt.

Eventuell skjøting av stikkrenner må utføres slik at vanngjennomløpet er ensartet uten steder for sedimentasjon av sand og grus og at skjøtene er tette også på lang sikt. En breddeutvidelse av en veg er som regel en utbedring som skal vare i mange år, og det må påses at stikkrennene har en like lang funksjonstid. Med mindre den opprinnelige stikkrenna ble dimensjonert med betydelig overkapasitet, bør man vurdere å skifte ut hele stikkrenna med en ny som er dimensjonert etter de nye kravene.

Dersom breddeutvidelsen inkluderer armering, er det en del forhold som må ivaretas. Dette er nærmere omtalt i kapittel B15, B16 og B17.

En breddeutvidelse vil som regel medføre behov for grunnerverv. En viktig del av forberedelsene vil dermed være en kartlegging av grensene mot vegens naboer. Dersom grunnerverv ved minnelig ordning er mulig, vil det vanligvis være tilstrekkelig å få utarbeidet plantegninger og noen snitt som viser behovet for endring av vegarealet. Dersom grunnerverv ved ekspropriasjon er nødvendig, vil det som regel være behov for utarbeidelse av reguleringsplaner med den saksbehandling dette innebærer. Se ellers kapittel B21.

B 15 Asfaltarmering med stålnett

B 15.1 Beskrivelse av tiltaket

Statens vegvesens R610 *Standard for drift og vedlikehold av riksveger* angir at sprekker som er større enn 10 mm skal utbedres innen 4 uker (ev. innen 1. juni dersom de registreres i vinterhalvåret). Sprekker større enn 20 mm skal utbedres innen 1 uke. Telesprekker kan ofte være adskillig større enn 20 mm, og en utbedring i løpet av vinteren eller våren vil ofte fungere som et provisorisk tiltak. En varig løsning vil være å hindre at slike store sprekker oppstår. Da er armering med stålnett et aktuelt tiltak. Men sprekken vil kunne oppstå etter noen år likevel, og særlig der sprekken har en bredde >50 mm. Effekten av armeringen kan være vanskelig å forutsi og skal man være sikker på en varig løsning må det gjennomføres en frostsikring (masseutskiftning, isolering, drenering).



Figur B15.1 Eksempel på telesprekk med behov for tiltak. (Foto: Geir Berntsen, Statens vegvesen)

Armering med stålnett er først og fremst aktuelt ved langsgående telesprekker. Det vil som regel være vanskelig å fjerne tversgående lavtemperatursprekker ved hjelp av armering. Bruk av stålnett lagt i granulære lag er beskrevet i kapittel B17.

B 15.2 Grunnlagsinformasjon

Armering med stålnett er mest aktuelt ved store (bredde 20 - 50 mm) og meget store (bredde > 50 mm) sprekker i vegdekket. En sentral del av grunnlagsinformasjonen er en vurdering av sprekken i vegdekket og i hvor stor grad de varierer over året, f.eks. som en følge av ujevnt telehiv.

Armeringsnettene lengde må tilpasses bredden på asfaltlaget og ett nett skal dekke hele bredden. Armeringsnettene skal ikke legges med overlapp. (Se figur B15.2). En kartlegging av vegbredden på den aktuelle strekning, blir dermed en viktig del av grunnlaget for arbeidene.



Figur B15.2 Eksempel på riktig legging av armeringsnett. (Foto: Statens vegvesen)

Figur B15.3 viser mulige konsekvenser dersom armeringsnettet ikke legges kontinuerlig over hele veggbredden. Alle bevegelser i vegkonstruksjonen blir konsentrert til skjøten og vil kunne gi vegdekket omfattende og trafikkfarlige skader.



Figur B15.3 Skader i vegdekket der armeringen er lagt med skjøt langs midten av vegen. (Foto: Geir Berntsen, Statens vegvesen)

B 15.3 Planlegging av tiltaket

Ved armering med stålnett er det viktig at veggen er plan. Det gamle asfaltdekket må opprettes med Ab 11, Agb 11 eller liknende. Dette gjelder også dersom vegdekket er planfrest. Planfrest underlag er som regel ikke tilfredsstillende med hensyn til sikkerhet mot delaminering mellom lagene.

Siden arbeidene med armeringsnett pågår i hele vegens bredde, er det viktig å etablere omkjøringsruter utenom arbeidsstedet.

Stålnett til vegarmering leveres som spesialnett. Leveringstiden kan derfor være lang og arbeidene må planlegges i god tid. Vanligvis benyttes det nett med 100 x 100 mm ruter og med trådtykkelse 5 mm. En typisk betegnelse er VSP 500/7 hvor 500 angir karakteristisk styrke i MPa og 7 angir styrken i kN i nettkryssene. Nettet har en langtidskapasitet på 100 kN/m ved 2 % deformasjon. Dette vil være tilstrekkelig i de fleste tilfellene.

Klebingen og det bituminøse bindemiddelet i asfaltmassene vil fungere som tilfredsstillende rustbeskyttelse. I aggressivt miljø kan man vurdere å bruke nett med større trådtykkelse.

Dersom stålnett ønskes brukt ved breddeutvidelse o.l. og de forventede påkjenninger på nettet er vesentlig mindre enn ved armering mot telehiv, kan standardnett benyttes. De mest aktuelle typer er med 150 x 150 mm ruter og med trådtykkelse 5, 6 eller 7 mm. Type K131 er et standardnett som kan benyttes.

B 15.4 Risikofaktorer, begrensninger

Når armering med stålnett har som mål å hindre telesprekker i å oppstå, vil det normalt komme sprekker langs endene av armeringsnettene i stedet. Disse sprekkeene kan bli ganske store, og det er viktig å sikre at disse kommer utenfor asfaltkanten. Dette oppnås ved å avslutte armering så langt ut mot asfaltkanten som mulig, og avstand fra asfaltkant til armeringsnett bør ikke være mer enn 5 cm. Det kan være nødvendig å fravike dette kravet i kurver.

Stålarmering kan være begrensende med hensyn til fremtidige tiltak på veggen, i mange tilfeller må gammelt armeringsnett fjernes som en del av det nye tiltaket. Det er derfor viktig å få registrert armeringen på en tilfredsstillende måte. Strekninger med armeringsnett må registreres i NVDB.

Det er viktig at armeringsnett blir låst inne mellom to asfaltlag som fungerer som «hel ved». Av den grunn må nettene leveres på paller som sikrer at nettene er plane og ikke har oppstikkende tråder.

Armering, enten det er med stålnett eller med plastnett, er krevende håndverksmessig. Selv små feil kan føre til at resultatet ikke blir som forventet. I tillegg til oppstikkende ender på stålnettene er feil mengde eller feil type klebemiddel en relativt vanlig kilde til uønsket resultat. Både for mye og for lite asfaltmasse til avstrøing, ev. ufullstendig komprimering av avstrøingsmaterialet, er svært ugunstig for sluttresultatet.

B 15.5 Forventet resultat

Bruk av stålarmering i asfaltdekker for å redusere omfanget og størrelsen til telesprekker har vært brukt i Norge siden 1960-årene. De første feltforsøkene ble utført på E6 i Eidsvoll i 1964. Det har vært noen uheldige eksempler på at armeringen etter en del år har kommet opp til dekkeoverflaten, men forutsatt en utførelse med god overdekning (se kapittel B15.6) med asfalt vil dette ikke være noe problem.

Telesprekkene vil kunne komme tilbake etter en tid, men alvorlighetsgraden er som regel langt mindre. Det er fullt mulig å se på sprekkeutviklingen over flere år for armerte strekninger og et eksempel er vist i figur B15.4 hvor stålnett av typen K131 er benyttet. Bildet som er tatt i 2011, viser telesprekken like før armering og dekkelegging. Bildet fra 2013 viser telesprekken, men den er foreløpig ganske beskjeden.

I 2015 og 2020 er telesprekken blitt mer markant, med denne er likevel langt mindre problematisk enn før tiltak.



Armert i 2011 - stålnett K131



Sprekker - 2013



Sprekker - 2015



Sprekker - 2020

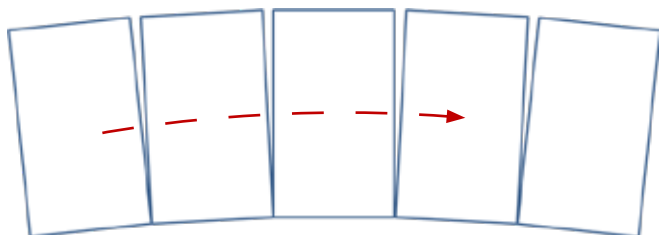
Figur B15.4 Eksempel på sprekkutvikling for strekning med stålarmering. (Bilder fra ViaPhoto/Vegbilder)

Særlig der alvorlighetsgraden for telesprekkene er registrert som høy, må man regne med at sprekker oppstår på de samme stedene etter en tid, men alvorlighetsgraden blir mindre. Der alvorlighetsgraden er registrert som middels vil det ta atskillig lengre tid før dette skjer, og vil neppe være årsaken til dekkefornyelse.

B 15.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

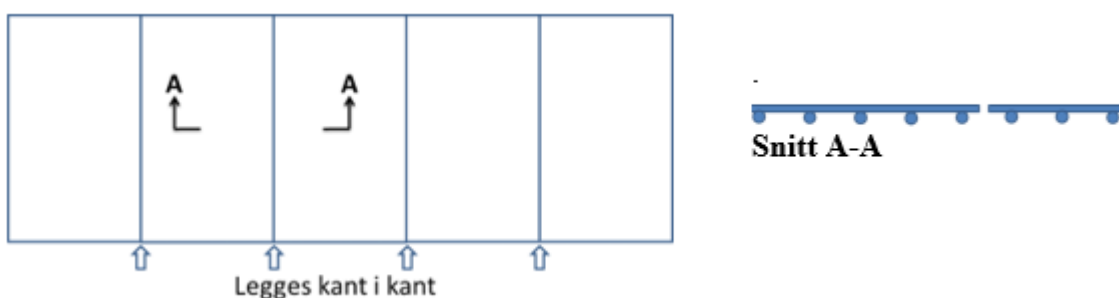
Det bør beskrives spesialnett i henhold til NS 3576-4 og med tråder av kamstål i henhold til NS-EN 10080. Armeringsnettene legges ut i hele vegens bredde. Dersom det ikke er til å unngå at det kjøres på nettene, må trafikkmengden være svært liten og det må påses at hastigheten ikke overstiger 10 km/t.

I vegens lengderetning legges nettene kant i kant uten overlapp. I kurver aksepteres det en liten avstand mellom nettene, overlapp er også her uønsket.



Figur B15.5 Legging av armeringsnett i kurver

Nettene legges ut med trådene tvers på vegens lengderetning nederst. Dette er for å redusere risikoen for forskyvning av nettene ved trafikk og under utlegging av første asfalllag.



Figur B15.6 Trådretning for stålarmeringsnett.

På ferdig utlagt armeringsnett utføres klebing hvor mengden bindemiddel økes med 25 % i forhold til mengden som benyttes for uarmert veg. Økningen gjøres for å gi trådene i armeringsnettet et lag med klebemiddel.

Ved armering er det spesielt viktig å klebe med foreskrevet mengde. Erfaringer viser at man oppnår bedre klebing mellom lagene ved å klebe med vegbitumen, f.eks. 160/220, fremfor bitumenemulsjon. Man bør også forvente et akseptabelt resultat ved bruk av emulsjon med polymermodifisert bitumen, C60BP3, tilsvarende den emulsjon som brukes til fuktisolasjon av betong på broer. Bitumenemulsjon med lateks i vannfasen er i noen sammenhenger også betegnet som polymermodifisert bitumenemulsjon, men denne har ikke like gode egenskaper som en emulsjon hvor bitumenfasen er modifisert med SBS-polymer.

Det er noe forskjellig erfaring med hensyn til behovet for avstrøing av nettet med varm asfalt før utlegging av nytt vegdekke. Ved avstrøing bør asfaltens temperatur ikke være mer enn 140 °C slik at risikoen for bukling av nettene på grunn av temperaturutvidelse blir liten, og mengden avstrøingsmateriale bør være i størrelsesorden 30 kg/m². For mye avstrøingsmateriale er like uheldig som for lite. For tykk avstrøing øker risikoen for få et glidesjikt i et dårlig komprimert avstrøingslag. Avstrøingen bør komprimeres med stor gummihjulsvals.

Vegdekket over nett må minst ha en tykkelse på 70 mm, fortrinnsvis lagt i to lag, i tillegg til avstrøingsmaterialet. Første lag bør ha en tykkelse på minst 40 mm.

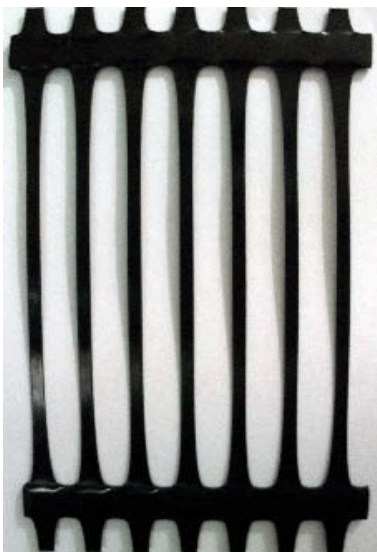
B 16 Asfaltarmering med plastnett

B 16.1 Beskrivelse av tiltaket

Dette tiltaket beskriver bruk av geosynteter av plast som armeringsnett, liggende med asfalt både over og under. Plastnettene er som regel av polyetylen, polypropylen eller polyester. I tillegg finnes glassfibernet og i den seinere tid er det også kommet geosynteter av typen basaltnett på markedet.

I tillegg til materialet i nettet kan armeringsnett inndeles i tre hovedtyper ut fra hvordan nettets stivhet avhenger av retningen for påkjenningene:

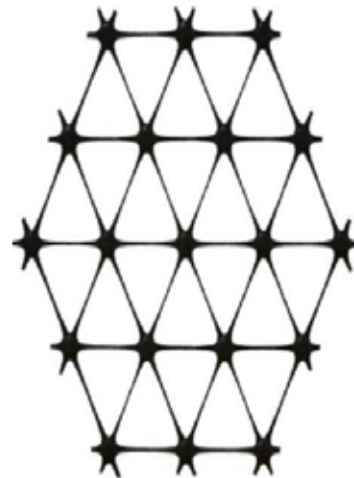
- Enakset nett: Stivheten er stor i en hovedretning, men er vesentlig mindre tvers på hovedretningen. Rutene i nettet er tilnærmet rektangulære. Stivheten er også relativt lavt i diagonal retning sett i forhold til nettets ruter
- Biaksialt nett: Stivheten er tilnærmet like stor i begge hovedretningene. Rutene i nettet er tilnærmet kvadratiske. Stivheten er relativt lav i diagonal retning sett i forhold til nettets ruter.
- Triaksialt nett: Stivheten varierer relativt lite uavhengig av retningen. Trådene i nettet danner likesidede trekkanter. Begrepet heksagonalt geonett er også benyttet om denne type nett.



Enakset nett.



Biaksialt nett.



Triaksialt nett.

Figur B16.1 Ulike typer nett [45].

I Statens vegvesens Rapport 2462 *Armering av vegdekker i Norge 1960-2005. Regionenes erfaringer* [43] er nettene inndelt i «Styrkenett» og «Krakeringsnett». Sistnevnte type er geonett og fiberduk festet til hverandre slik at fiberduken sammen med bituminøs klebing fungerer som et spenningsbrytende lag. Denne type nett er også gitt betegnelsen «komposittnett». Denne type anvendelse, som internasjonalt har fått betegnelsen SAMI (Stress Absorbing Membrane Interlayer eller Strain Alleviating Membrane Interlayer) og hvor formålet er å hindre at sprekker i underliggende lag forplanter seg opp i nye asfaltlag, har til nå fått liten utbredelse i Norge.

Armeringsnett av glassfiber brukt i Norge er av typen komposittnett.



Figur B16.2 Komposittnett Glassfibernettert på fiberduk, Tensar Glasstex [45].

En tredje faktor som beskriver nettene, er styrken på knutepunktene i nettet, om de er faste eller tillater en viss bevegelse mellom trådene. Vevde nett er blant de som tilhører den siste kategorien.

Ved armering i asfalt er det vanlig å legge nettet på eksisterende asfaltlag, ev. etter oppretting. Underlaget bør klebes med bitumenemulsjon hvor basisbindemiddelet er polymermodifisert bitumen. Emulsjon hvor polymeren er tilsatt i vannfasen (latex-emulsjon) anbefales ikke brukt. På det utlagte nettet foretas det en ny klebing hvoretter nettene avstrøs med Agb 11 eller Ab 11 før bindlag og slitelag legges ut med asfaltutlegger.

Til armering/forsterkning av vegger er det en rekke glassfibernettert på markeder. Disse nettene er sterke ved strekkpåkjenninger og har liten tøyning. Ut fra dette ville man forvente at glassfibernettert var godt egnet til armering mot sprekker i vegdekket. Erfaringene så langt har imidlertid vært relativt negative [43]. En mulig årsak kan være at nettene er svært sårbare for skjærpåkjenninger. God nok klebing for å oppnå samvirke med asfalten kan være vanskelig å oppnå.

B 16.2 Grunnlagsinformasjon

Armering med plastnett i vegdekker har til formål å hindre at sprekker i vegdekket oppstår, f.eks. ved breddeutvidelse, eller å hindre at sprekker som allerede har oppstått, blir større. For de fleste plastnett er styrken relativt lav og tøyningen ved påkjenninger opp mot brudd relativt stor. Av den grunn er plastnett først og fremst aktuelt til armering av små sprekker (bredde < 20 mm) hvor påkjenningene og bevegelsene er moderate. En viktig del av grunnlaget for å vurdere om armering med plastnett er et egnet tiltak, består derfor i en kartlegging av sprekkenes og de påkjenninger som kan forventes å opptre i dekket. Dette inkluderer antagelser med hensyn til forventede bevegelser, endringer i sprekkenes bredde gjennom året og over flere år.

En annen viktig del av grunnlagsinformasjonen er å klarlegge selve sprekke-mønsteret i vegdekket. Sprekker som i det alt vesentlige har samme retning, f.eks. ved en breddeutvidelse av vegen, har andre krav til armeringsnettet enn når retningen til sprekkenes varierer og går mer vilkårlig, eventuelt danner et mønster av sprekker (krakelering).

Krakelering i et vegdekke er et tydelig signal om at vegen har dårlig bæreevne i forhold til de påkjenninger den utsettes for. Den første tiden etter dannelsen er sprekkenes som regel små og påvirker i liten grad vegdekkets funksjonelle egenskaper. Over tid vil sprekker i vegdekket slippe vann ned i de underliggende granulære lag. Dersom disse materialene er vannømfintlige, vil dette føre til en akselerert nedbrytning med hensyn på spor og jevnhet. Tilstandsutviklingsmodellene i internasjonalt sett viktige beregningsprogram som HDM-4 og AASHTO Pavement ME Design gir en akselerert utvikling av spor og ujevnheter dersom det oppstår krakelering eller andre sprekker i vegdekket.

Dersom materialet under asfaltdekket er vannømfintlig, kan denne utviklingen være betydelig. Når krakelering blir alvorlig nok, kan den også føre til at biter av vegdekket «plukkes opp» av trafikken og fører til farlige slaghull i vegdekket. Statens vegvesens R610 har gitt maksimalverdier for krakelert areal som en del av vedlikeholdsstandarden for vegdekker, riktig nok med ganske romslige krav.

Ved alvorlig bæreevnesvikt i forhold til de påkjenninger som overbygningen utsettes for, vil armering av vegdekket med geosynteter sjelden fungere tilfredsstillende. Til det vil nettenes plassering i vegdekket i for liten grad øke asfaltens bøyingsstivhet, og tøyningene i plastnettet er for store.

B 16.3 Planlegging av tiltaket

Ut fra den informasjon som foreligger, består første trinn i å vurdere om armering med plastnett er et egnet tiltak, alene eller i kombinasjon med andre forsterkningstiltak.

Valg av type og kvalitet armeringsnett er neste trinn i planleggingen av et armeringstiltak. På steder hvor retningen for påkjenningene varierer lite, som f.eks. ved breddeutvidelse og ved noen typer kantforsterkning, vil et enakset nett fungere tilfredsstillende. Det vil for denne type påkjenninger heller ikke være nødvendig å bruke nett med stor styrke i knutepunktene.

Ved armering hvor retningen for eksisterende eller forventede sprekker kan variere, bør triaksialt nett med faste knutepunkter benyttes. Biaksiale nett kan være et alternativ, men liten stivhet diagonalt i forhold til trådretningene er en vesentlig ulempe. Det bør under slike forhold benyttes nett med høy styrke og liten forlengelse i mer enn to retninger.

Nettenes stivhet uttrykkes gjerne ved strekkpåkjenningene ved 0,5 %, 2 % eller 5 % tøyning. Man skiller også mellom korttids belastning og langtids belastning (kryp). Hvilke krav som skal settes til nettenes stivhet burde i prinsippet bestemmes av de påkjenninger som man kan forvente i hvert enkelt tilfelle. Man må nok erkjenne at det også til en viss grad bestemmes av hva det er realistisk å kreve av denne type nett og svært ofte ender man opp med å sette krav ut fra hva man ved tidligere arbeider har erfart er tilfredsstillende. Et generelt minstekrav er 15 kN/m ved 2 % forlengelse.

Ved armering over sprekker, og over skjøter hvor det er risiko for at sprekker kan oppstå, bør nettene være forankret i asfalt i en lengde på minst 1 meter på hver side. Ved armering over krakeleringer bør nettene ikke avsluttes nærmere enn 1 meter utenfor krakelert areal.

Det tredje spørsmålet i planleggingen er om man skal bruke reint nett eller nett som er forbundet med en fiberduk e.l. En kombinasjon av nett og duk kan, dersom det er riktig utført, redusere tendensen til refleksjonssprekker i asfaltmassen over nettet. Dette ved at duken i kombinasjon med riktig type og mengde bituminøs klebing til en viss grad fungerer som et spenningsbrytende lag (SBL). Dette vil normalt kreve en økning av mengden av klebing mellom nett og underlag. Mengden restbindemiddel etter emulsjonens brytning bør normalt være ca. 0,25 - 0,30 kg/m² (tilsvarer 0,4 - 0,5 kg/m² med 60 % bitumenemulsjon), mengden avhenger bl.a. av underlagets overflatetekstur. Mengden må være tilstrekkelig til at det kan være noe glidning mellom duk og underlaget, men ikke så mye at det oppstår et glidesjikt mellom lagene.

B 16.4 Risikofaktorer, begrensninger

Rapport 2462 [43] omtaler en del erfaringer med plastnett. Ut fra denne synes risikofaktorene ved bruk av plastnett dels å være knyttet til at nettene har vært brukt på steder hvor de er uegnet, kanskje først og fremst på steder hvor sprekken og bevegelsene har vært for store, og dels som et resultat av uheldige forhold ved utførelsen.

Det påpekes i rapporten at kravene til været under utførelse må være strengere enn ved ordinære asfaltarbeider, både med hensyn til temperatur, nedbør og vind. En annen viktig årsak er manglende erfaring hos utleggingsmannskapet med denne type arbeider.

Bruk av for store mengder masse til avstrøing av nettene er også fremhevet som en årsak til problemer. Se kapittel B16.6 for veiledning på nødvendig mengde avstrøing.

En annen ulempe ved asfaltarmering er de begrensninger man får med hensyn til fremtidig fresing av asfaltlag. Det bør derfor velges nettyper som er mulig å frese.

Bruk av armeringsnett der geonett og fiberduk er festet til hverandre (komposittnett) forutsetter at fiberduken mettes med bitumen for å fungere etter hensikten. Duken legges i en bituminøs klebing (enten som emulsjon eller ordinært bitumen) og meningen er at klebingen vil trekke gjennom duken når den blir overlatt med varm asfalt. Forutsetningen er at man skal få «hel ved» ved at klebingen under duken også skal klebe asfaltlaget til underliggende lag. Dette har vist seg å være vanskelig og det kan være behov for å legge klebing også på selve duken. Det bør legges et prøvefelt hvor det tas borkjerneprøver for å sjekke om klebingen fungerer som forutsatt.

B 16.5 Forventet resultat

Rapport 2462 [43] viser at man for de mest egnede armeringsnettene kan oppnå en forlengelse av dekkelevetiden i underkant av 3 år i de tilfeller installasjonen av nettet er optimalt.

B 16.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Det er viktig at overflaten har tilfredsstillende jevnhet før klebing og legging av nett for å få et tilfredsstillende resultat.

Oppretting av det gamle asfaltdekket før klebing og legging av nett er som viktig for et tilfredsstillende resultat. Planfresing gir som regel en tekstur som kan gjøre det vanskelig å oppnå «hel ved» mellom asfaltlagene under og over nettet. Uten oppretting må planfresingen foregå med fintannet fres, tannavstand maksimalt 7 mm. I tillegg må man legge stor vekt på å bestemme riktig type og mengde klebemiddel før utlegging av nett eller duk. Bitumenemulsjon kan være uegnet.

Det må kontrolleres at klebingen utføres som foreskrevet, både med hensyn til type og mengde, inklusive jevn mengde. Nettet må legges etter beskrivelse fra leverandør. For å unngå at nettene forskyver seg under utlegging av asfalt, kan det være hensiktsmessig å feste nettet under utlegging.

I et konkurransegrunnlag hvor armering med geosynteter inngår, er det helt nødvendig å ha krav om at arbeidslaget har erfaring og kan dokumentere gode resultater med tilsvarende arbeider i løpet av de siste tre årene forut for den aktuelle kontrakt.

Det må settes spesielle krav med hensyn til værforholdene ved utførelse av arbeidene (se erfaringer beskrevet i kapittel B16.4). Krav til overflatetemperatur ved dekkelegging er gitt i N200, men det er nødvendig å skjerpe kravene når asfaltarmering benyttes. Ved sterk vind, mer enn frisk bris, bør lufttemperaturen minst være +10 °C. Vegbanen må være tørr og det må ikke være nedbør under utførelsen.

Som for stålnett, er det litt varierende erfaringer med hensyn til behovet for avstrøing før utlegging av nytt dekke. Ved avstrøing bør mengden asfalt ikke overstige 30 kg/m², og massen må festes godt til underlaget ved bruk av gummihjulsvals. Total tykkelse på asfaltlagene over armering/avstrøing bør minst være 70 mm, lagt i to lag.

B 17 Armering av granulære lag

B 17.1 Beskrivelse av tiltaket

Dette tiltaket beskriver bruk av plast- eller stålnett hvor armeringsnettet ligger i de granulære lag i vegoverbygningen. Plastnettene er som regel av polyetylen, polypropylen eller polyester.

I tillegg til materialet i nettet kan armeringsnett inndeles i tre hovedtyper ut fra hvordan nettets stivhet avhenger av retningen for påkjenningene, se kapittel B16.1.

I granulære lag brukes som regel biaksiale eller triaksiale geonett. I granulære lag brukes det også nett hvor geonett og fiberduk er festet til hverandre. Dersom f.eks. geonettet anvendes på planum hvor det kan være behov for å holde materialene over og under nettet adskilt, kan bruk av denne type komposittnett gi praktiske fordeler.

Bruk av geonett er også omtalt i kapittel B13, B14, B15, B16 og B19.

For nærmere opplysninger om bruk av geosynteter til ulike formål henvises det til [Geosyntetguiden](#).



Figur B17.1 Legging av stålnett over bitumenstabilisert bærelag. (Foto: Statens vegvesen)

B 17.2 Grunnlagsinformasjon

Normalt vil bruk av geonett i granulære lag inngå som en del av andre tiltak til forsterkning av veg. For eksempel vil tiltaket kunne kombineres med bærelag av penetrert eller forkilt pukk med armering i underkant ved bygging over bløt grunn eller myr.

Nøyaktige grunnundersøkelser og analyser av skadeårsaker for valg av optimalt tiltak er særlig viktig ved forsterkningsarbeider hvor bruk av geonett inngår.



Figur B17.2 Geonett i samvirke med penetrert pukk. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

B 17.3 Planlegging av tiltaket

Geonett i granulære lag er særlig aktuelt der man har sportype 2 (dvs. deformasjoner i grunnen) pga. tynn overbygning og bløt undergrunn. Delvis masseutskifting med geonett i bunn vil gi en overbygning med bedre bæring over bløt grunn. Lagtykkelse over nettet bør være 150-250 mm. Det bør brukes materialer med $D_{maks} = 32-63$ mm over nettet. Eksisterende materialer i veg/undergrunn, trafikkbelastning og valgte materialer i overliggende lag vil være bestemmende for dimensjonering av tiltaket. Geonett er også aktuelt ved etablering av anleggsveger eller breddeutvidelse eller forsterkning av permanente veger på myr eller andre områder hvor materialet i grunnen har særlig dårlig fasthet.

Bruk av geonett i granulære lag som beskrevet ovenfor inngår som en del av andre forsterkningstiltak. Dette innvirker også på kravene til planleggingen av tiltaket.

En viktig del av funksjonen til geonetten er samvirket mellom nett og steinmaterialer. For å oppnå et godt samvirke er det viktig at forholdet mellom størrelsen på åpningene i nettet og steinstørrelsen i materialet over nettet er i henhold til nettleverandørens anvisninger. En veiledning til øvre siktstørrelse og rutenettstørrelse for biaksialt plastnett er gitt i tabell B17.1. For stålnett vil det ikke være like kritisk med tilpasning av fraksjoner til rutenettstørrelse.

Tabell B17.1 Rutenettstørrelsen på plastnett må tilpasses pukkfraksjonen:

Øvre siktstørrelse pukk	Rutenettstørrelse plastnett
32 mm	20x20 mm
63 mm	40x40 mm
100 mm	65x65 mm

Praktisk talt alle plastnett på markedet har tilfredsstillende motstand mot kjemisk nedbrytning og mot ultrafiolett lys.

I konkurransegrunnlag hvor arbeider med geonett inngår, er det viktig å utarbeide produktnøytrale krav. Dette bør som et minimum omfatte følgende:

- Type nett
- Faste eller ikke faste knutepunkter
- Nettets tøyingsstivhet
- Materialets motstandsevne mot kjemisk nedbrytning og ultrafiolett lys
- Rutenettstørrelse og godstykkelse (for stålnett)

Når det gjelder nettets tøyingsstivhet bruker nettleverandørene forskjellige uttrykk avhengig av type nett. For biaksiale nett er det aktuelt å sette et minstekrav til kraften ved 2 % tøyning. For nett med moderate påkjenninger bør kravet være minst 5,0 kN/m, for nett med større påkjenninger, f.eks. på myr eller særlig bløt grunn, kan kravet være min 10 kN/m. Man vil se at de fleste nettleverandørene angir egenskapene i henhold til de standardiserte testmetodene EN ISO 10319 eller ASTM D 6637-10.

For stålnett kan nett med 100x100 mm rutenettstørrelse og 5-6 mm godstykkelse eller 150x150 mm rutenettstørrelse og 6-7 mm godstykkelse benyttes. Nettet skal ha min. 100 kN/m strekkstyrke ved 2 % tøyning. Den største godstykkelse benyttes ved telesprekker, og den minste godstykkelse kan brukes hvis det er et bæreevneproblem.

For triaksiale nett definerer nettleverandøren en annen egenskap, radiell stivhet ved 0,5 % tøyning. Denne varierer fra 200 kN/m for de enkleste nettene til 350 kN/m for de kraftigste.

For å uttrykke materialets motstand mot kjemisk nedbrytning er betegnelsen EPA 9090 en del brukt, motstanden mot nedbrytning på grunn av ultrafiolett lys beskrives i henhold til ASTM D4355-05.

I N200 er det angitt at eventuell bruk av armeringsprodukter i vegoverbygningen ikke gir grunnlag for reduksjon av lagtykkelser og kan ikke regnes inn som styrkeforbedring i form av indeksverdi ved dimensjonering av ny veg. Ved forsterknings av veg vil kravet til indeksverdi være gitt i N200 (se tabell A6.1). Disse kravene skal også oppfylles ved bruk av armering, men armering kan gi et ekstra bidrag til reduksjon av risiko for spor type 2, i tillegg til bedre kantinnspenning på smale vegger.



Figur B17.3 Veg over myr kantforsterket med geonett i to lag etter prinsippet vist i figur B14.2 før og etter forsterkning. (Foto: Statens vegvesen).

B 17.4 Risikofaktorer, begrensninger

De fleste plastnett som brukes i granulære lag har relativt stor tøyning. Det betyr at det må oppstå ganske store deformasjoner før nettets tøyningstivhet gir effekt. Nettens tøyningstivhet er derfor ikke den viktigste faktoren når plastnett anvendes i granulære lag. Samvirket mellom nettet og steinmaterialene som ligger over nettet, er minst like viktig. Dersom steinmaterialene har en kornfordeling, kornform og mekaniske egenskaper som er så gode at materialet fungerer godt uten noe samvirke med et geonett, er det en viss risiko for at geonettet ikke har den ønskede positive tilleggseffekt på vegens tilstandsutvikling. For stålnett som har mye mindre tøyning vil nettets stivhet gi effekt ved mindre deformasjoner.

Det kan være fare for korrosjon av stålnett. Aggressive syredannede bergarter bør ikke brukes i tilslag til materialer i kontakt med nettet. Ved usikkerhet om det vil oppstå korrosjon kan det oversprøytes med bitumen etter utlegging. Det sprøytes da i 45 grader vinkel i to omganger (fra venstre og høyre). Et annet tiltak kan være å sørge for at nettet ligger godt drenert (dype grøfter og legge nettet i åpen pukk). Det kreves nøyaktig utførelse ved utlegging av armeringen for at metoden skal virke som planlagt.

B 17.5 Forventet resultat

Det er vanskelig å påvise økning i bæreevne ved armering av vegkonstruksjoner. Tradisjonelle nedbøyningsmålinger vil ikke kunne avdekke at armeringstiltak er utført. Armeringen vil imidlertid over tid kunne redusere skadene på vegkroppen som følge av påkjenningene den blir utsatt for.

Fullskalaforsøk og praktisk bruk av geonett i veger viser en del varierende resultater med hensyn på forbedring av vegens funksjonsegenskaper. Man vil som regel ikke være garantert noen vesentlig bedring i sporutviklingen, men man har en del eksempler på at utviklingen av andre dekkeskader blir redusert, spesielt gjelder det kantskader på smale veger.

Geonett er forventet å gi størst effekt der grunnen er spesielt bløt, det er store deformasjonsspor og årsakene til sporutvikling er fastlagt til å ligge i undergrunnen. Ved slike forhold kan man forvente bedring i sporutviklingen.

B 17.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Nettet skal legges i hele vegbredden, og det er viktig at nettet legges helt ut på skuldra slik at god kantinnspenning oppnås. Stålnett legges med trådene som går på tvers av vegen underst. Vegen skal høvles slik at den er jevn og fri for hull, vaskebrett og andre store ujevnheter før legging av armering.

Det er ikke ønskelig med langsgående skjøter. Eventuelle skjøter legges på tvers. Overlapp bør være på min. 50 cm. I sving legges det med større overlapping i innerkurve slik at minste overlapping sikres i ytterkurve. Nettet skal legges 20-50 cm utenfor asfaltert areal. Anvisning fra leverandør skal følges.

Armeringen skal dekkes med granulære materialer før den kan trafikkeres. Det skal ikke gå trafikk rett på nettet. Massene skal ikke dumpes direkte på armeringen, men skyves /legges ut med pukkutlegger, doser, gravemaskin eller tilsvarende egnet utstyr. Overliggende granulære lag legges ut i sin fulle tykkelse i én operasjon over nettet. Avstrøing bør minimeres for å sikre god låsing mellom forsterkningslaget og nettet. Nettet skal spennes opp ved utlegging og skal holdes stramt idet masser fylles over. Granulære materialer over armeringen komprimeres iht. krav for forsterkningslag gitt i N200 Vegbygging.

B 18 Masseutskifting med granulære og bituminøse lag

B 18.1 Beskrivelse av tiltaket

Masseutskifting i denne sammenheng består i hovedsak av fjerning av deler eller hele vegoverbygningen. Ved spesielt svak grunn (som bløt leire og myr) kan også deler av underbygningen måtte skiftes ut, for å sikre en veg med ensartet og tilfredsstillende egenskaper (se kapittel B19).

Ved tiltak i grunnen må det gjøres en separat geoteknisk vurdering. Masseutskifting benyttes hovedsakelig i de tilfeller der eksisterende overbygning består av så dårlige materialer at det er vanskelig å utnytte disse i ny overbygning, ved ujevne telehiv, eller ved særlig dårlige masser i grunnen.



Figur B18.1 Masseutskifting på eksisterende veg. (foto: Statens vegvesen).

Masseutskifting vil inkludere og/eller kombineres med flere av de andre forsterkningstiltakene som er beskrevet i denne veiledningen. F.eks. vil masseutskifting naturlig kunne inngå ved etablering av lukket drenering, etablering av utkilinger, utbedring av stikkrenner, andre tiltak rettet mot overvannshåndtering, kantforsterkning, etc.

B 18.2 Grunnlagsinformasjon

Masseutskifting er som regel et omfattende og kostbart tiltak. En god kartlegging av materialene i grunnen og i vegoverbygningen, samt dreneringsforholdene i og omkring vegen er en forutsetning for riktig valg og dimensjonering av tiltaket.

Valg av hvor dypt i konstruksjonen masseutskifting skal gjennomføres, samt en vurdering om materialene kan tilbakeføres til anlegget etter bearbeiding (f.eks. splitting ved sikting i grovt og fint materiale) krever også oppgraving og klassifisering av materialene i overbygningen, ev. også av materialene i grunnen. Det er viktig at det gjennomføres oppgraving og klassifisering av materialer i overbygningen og undergrunnen. Dette for å kunne bestemme nødvendig masseutskiftningsdybde og om materialene kan

tilbakeføres til anlegget. Ved hjelp av nedbøyningsmålinger med fallodd kan styrken på de forskjellige lagene i overbygningen kartlegges. Ved å kombinere oppgravingsprøver, nedbøyningsmålinger med fallodd og georadarmålinger, får man et godt bilde av styrke og variasjoner til overbygningen på tiltaksstrekningen.

Avhengig av tiltaksdybde, kreves det en god oversikt over eksisterende infrastruktur i grunnen. Særlig i bynære områder kan det være et omfattende nettverk av kabler og ledninger i grunnen som må kartlegges før tiltaket starter. Man bør imidlertid være oppmerksom på at informasjon om installasjonenes dybde under vegdekket ofte kan mangle eller inneholde grove feil.

Masseutskiftning krever ofte et stort anleggsbelte. Det må derfor kartlegges om tiltaket går over eiendomsgrenser, og dermed påvirker behovet for grunnerverv. Se kapittel B21.

B 18.3 Planlegging av tiltaket

Planleggingen følger de normale reglene for arbeider med vegoverbygningen, overvannshåndtering og drenering ved bygging av ny veg. I hver ende av strekningen med masseutskiftning vil det være behov for utkiling, se kapittel B12.

De fleste arbeider med masseutskiftning inkluderer fjerning av asfaltlag, enten ved fresing eller som flak for seinere knusing. Det må vurderes hvorvidt gammel asfalt kan gjenbrukes på anlegget eller mellomlagres for anvendelse andre steder, som til forkiling, bærelag, midlertidig anleggsdekke, etc. Forsterkningstiltak med masseutskiftning krever normalt bruk av forskjellige typer tiltak over strekningen som skal forsterkes, og en dimensjonering av det enkelte tiltak må baseres på god kunnskap om eksisterende vegoverbygning, grunn- og drensforhold, samt være tilpasset fremtidig trafikkbelastning. Det kan være krevende å differensiere tiltakene slik at man oppnår ensartet tilstandsutvikling etter utført forsterkning.

B 18.4 Risikofaktorer, begrensninger

Ved forsterkningsarbeider vil man ofte ha et ønske om å utnytte eksisterende materialer i vegoverbygningen på en best mulig måte, ev. også å utnytte lokale materialforekomster i vegens nærhet. Det kan da ofte være et ønske om å avvike noe fra de materialkrav som finnes i N200. Hvilke krav som kan vurderes mer lempelig og hvor store avvik som bør tillates under hvilke forhold, krever godt vegbyggings- og materialkunnskap. Feil vurderinger og at viktige forhold blir oversett, er kanskje den største risikofaktoren ved denne type tiltak.

B 18.5 Forventet resultat

Forventet resultat avhenger av omfanget og størrelsen til problemene på vegen før tiltak, samt av valg og dimensjonering av det tiltaket som gjennomføres. Forutsatt dimensjonering av nye lag iht. trafikk og undergrunn forventes normal dekkelevetid.

B 18.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Forsterkning ved masseutskiftning av hele eller deler av vegoverbygningen, ev. også deler av underbygningen, inkluderer som regel en rekke forskjellige tiltak. Hvilke elementer som er viktige for gjennomføring av tiltaket, er dermed avhengig av hvilke oppgaver som inngår.

B 19 Veg på myr

B 19.1 Beskrivelse av tiltaket

Det finnes i dag flere brukte metoder for å forsterke veger som ligger på myr eller torv. Det skiller her mellom tiltak ved forsterkning og ved nybygging. Tiltakene vil kunne benyttes noe om hverandre, men det går ofte et klart skille mht. kostnader for hvilke tiltak som utføres.

Ved nybygging vil disse to metodene være mest aktuelle:

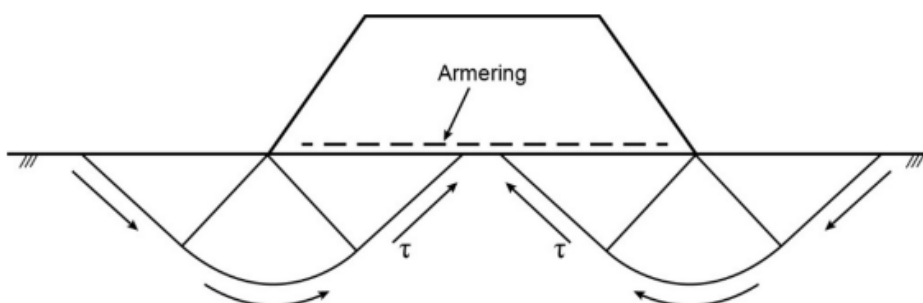
- Full masseutskiftning av torv og myr, og oppbygging med steinfylling
- Forbelastning

Ved forsterkning vil det i hovedsak være følgende metoder som er aktuelle:

- Full masseutskiftning av myr/torv (sjelden)
- Delvis masseutskiftning
 - Masseutskiftning ved hjelp av lette masser, slik at påkjenningen på materialene i (og eventuelt under) myra/torva blir redusert og videre konsolidering stopper.
 - Delvis masseutskiftning av overbygning. Eksisterende materialer i overbygningen byttes ut med nye høyverdige materialer. Det benyttes armering for å minske belastningen på undergrunnen. Dette tiltaket medfører normalt at overbygningen blir like tykk eller tynnere enn eksisterende overbygning.
- Forbelastning ved breddeutvidelse
- Forsterkning av eksisterende veg uten masseutskiftning, med f.eks.
 - Tørrfresing, armering med stålnett, nytt ubundent bærelag og slitelag.
 - Varmblandet bærelag. Benyttes i områder der det ikke er store problemer med setninger over myr eller torvpartier. Faren er at økt vekt vil medføre større konsolidering av myr/torv-massene, og at setningene vil oppstå igjen etter kort tid.

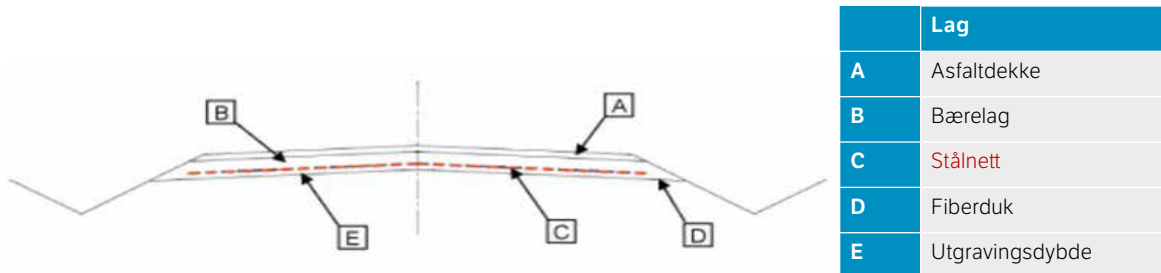
På alle tiltak på myr eller torv, unntatt full masseutskiftning av myr/torv-massene, anbefales det at det benyttes armering. Armering benyttes da i hovedsak med følgende som hovedmetoder:

1. Armering under forbelastning



Figur B19.1 Armering under fylling [22].

2. Armering av overbygning



Figur B19.2 Eksempel med bruk av armering i overbygning ved delvis masseutskiftelse av myr [19].

Masseutskifting i veg på myr er grundig beskrevet i V220 *Geoteknikk i vegbygging*, V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger* og i N200 *Vegbygging*. ROADEx-prosjektet har en fylldig rapport om bygging av veg på myr, *Managing Peat Related Problems on Low Volume Roads* [19].

Forsterkning av en veg med setninger på myr krever en viss geoteknisk kompetanse til så vel forundersøkelser som planlegging og oppfølging av arbeidene under utførelsen. I prinsippet er det vanlig å skille mellom to typer setninger på veg over myr/torv; raske setninger som skyldes overskridelse av materialenes skjærstyrke, og de mer langsomme bevegelsene knyttet til konsolidering av materialene. For konsolidering er det videre vanlig å skille mellom primær konsolidering (som foregår den første måneden etter påføring av belastninger) og sekundær konsolidering (som kan foregå over 30 år eller mer).

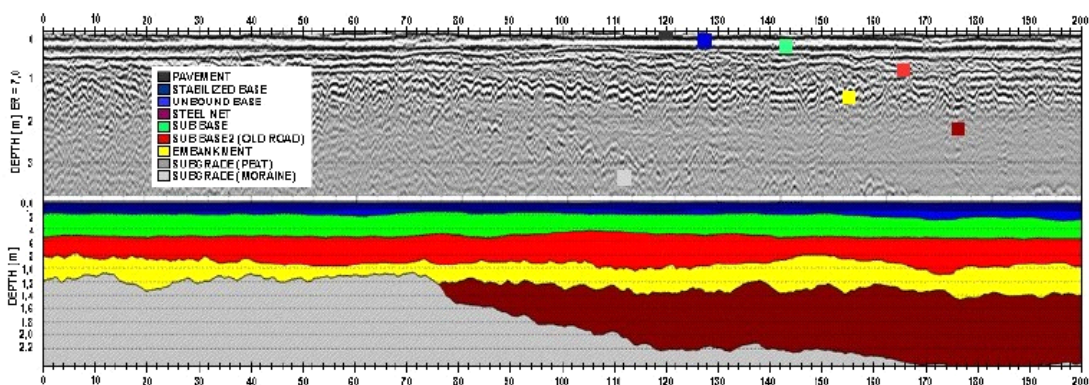
I helt spesielle tilfeller kan man oppnå en akselerert konsolidering ved drenering slik at man senker grunnvannstanden i myra. I de fleste tilfeller vil dette ikke være en akseptabel løsning ut fra mange forhold, blant annet sjanse for setninger i eksisterende veg, eventuelle bygninger som er bygd på myra, etc.

B 19.2 Grunnlagsinformasjon

I tillegg til kunnskap om dybden på myra må planleggingen av forsterkning av veg på myr baseres på geotekniske grunnundersøkelser av materialene i og under selve myra. I tillegg til generell grunnlagsinformasjon som vanninnhold og klassifisering av de organiske materialer, vil dette som regel omfatte bestemmelse av både skjærstyrke og konsolideringsegenskapene. V220 angir at følgende grunnundersøkelser er mest aktuelle:

- Totalsondering
- Trykksondering
- Graving
- Skovlboring
- Torvkanneboring

Georadarmålinger av eksisterende veg vil i tillegg kunne gi et godt bilde av lagtykkelsene i overbygningen og myrtykkelsen. Et eksempel på resultater fra slike målinger er vist i figur B19.3.



Figur B19.3 Resultater fra georadarmålinger på myr, Roadscanners OY, Rovaniemi [22].

Det må presiseres at det kan være en utfordring å få gode måleresultater med georadar på myr. Ofte vil det være nødvendig å ha sonderingsboringer eller andre former for punktvis tykkelsesmålinger som en støtte for tolkning av georadarmålingene.

Dersom bruk av lette masser er et aktuelt tiltak for å redusere setninger for en veg på myr, vil man ha behov for en kartlegging av mulige variasjoner i grunnvannstanden. Å forhindre oppdrift av lette materialer ved høy grunnvannstand er en del av dimensjoneringen.

Ved bygging av veg på myr er det viktig å ta hensyn til at fjerning av myr og torv, vil medføre store klimautslipp. For å redusere klimautslipp i vegprosjekter bør det der det er mulig unngås å bygge på myr eller torv. Der eksisterende veg eller planlagt linje legges over myr eller torv, er det mht. klima best å unngå masseutskiftning.

B 19.3 Planlegging av tiltaket

Armering under fylling ved bruk av bakhon og armering er nærmere omtalt i V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*. V220 *Geoteknikk i vegbygging* gir en god beskrivelse av dimensjonering av lette fyllinger og armering under fyllinger. *Nordisk håndbok, Armert jord og fyllinger* [26], beskriver dimensjonering av armering under fylling.

Ved planlegging av forsterknings-/utbedringstiltak av veg på myr bør setningskravene i N200 oppfylles. Dette gjelder både totale setning og setninger på langs og setninger på tvers. For veg på myr er det uheldig at kravene ikke angir noe tidsperspektiv for setningene. Det foreslås at kravene relateres til et tidsperspektiv på 30 år.

Metodene for dimensjonering av armering under fyllinger som det er henvist til i avsnittene over, gjelder først og fremst fyllinger på bløt grunn hvor materialenes skjærstyrke er en viktig faktor. For veg på myr er det for armering minst like viktig å oppnå en reduksjon av vekten av materialene over myra slik at konsolideringen stopper. Ved forsterkning av eksisterende veg vil dette som regel innebære at armering må kombineres med bruk av lette fyllmasser.



Figur B19.4 Eksempel på fremgangsmåte ved forsterkning på myr eller torv. (Ill: Per Otto Aursand, Statens vegvesen).

B 19.4 Risikofaktorer, begrensninger

Ved bygging på myr uten fullstendig masseutskifting av myr/torvmasser, vil endringer i grunnvannstand medføre mer konsolidering av massene under vegen.

Ved bruk av forbelastning ved breddeutvidelse må det forventes at deler av dagens vegareal vil bli beslaglagt. Ved bruk av forbelastning er det i tillegg en risiko at ny overbygning vil bli liggende under overbygning i eksisterende veg, som kan medføre en senkning av grunnvannstand.

Senking av grunnvannstand vil også kunne medføre setninger i området utenfor vegen. Hvis det ligger annen infrastruktur (veger, hus, etc.) i nærheten kan disse også ta skade.

B 19.5 Forventet resultat

Forventet resultat av masseutskifting i veg på myr, vil i stor grad være avhengig av hvor grundig man var når tiltaket ble dimensjonert. Dette gjelder ikke minst de forundersøkelser som utføres. Med grundige forundersøkelser og god planlegging bør man forvente at forsterkningstiltaket gir en dekkelevetid som er minst like god som for resten av vegen.

B 19.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Viktige elementer ved gjennomføring av forsterkningstiltak av veg på myr er beskrevet i V221 *Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger*. en beskriver generell masseutskifting, bruk av lette fyllinger og armering under fyllinger.

B 20 Utbedring av ujevne telehiv

Ujevnt telehiv kan opptre både i vegens lengderetning og tverretning og kan være forårsaket av flere forhold. Tre betingelser må være til stede samtidig for at et telehiv skal kunne oppstå:

- Det må være frost
- Det må være telefarlige materialer
- Det må være tilgang på vann



Figur B20.1 Ujevne telehiv. (Foto: Per Otto Aursand, Statens vegvesen)

For at det skal oppstå ujevne telehiv må det være variasjon i en eller flere av disse faktorene langs vegen. Eksempler på dette er:

- Variasjoner i vegoverbygningens lagtykkelser og materialelegenskaper. Herunder variasjoner i materialenes telefarlighet, varmeledningsevne og/eller varmekapasitet. Dette inkluderer variasjoner som en følge av installasjoner i grunnen, hvorav etablering av stikkrenner er ett av de mest vanlige eksemplene.
- Naturlige variasjoner i materialene i grunnen. F.eks. med hensyn på materialenes telefarlighet og/eller permeabilitet.
- Variasjoner i strømming av vann gjennom grunnen. Dette kan være på grunn av varierende grunnforhold, variasjoner i omkringliggende terreng og på grunn av inngrep i naturen i form av anleggsveger, terrenggrøfter, etc. Variasjonene kan også ha mer «tilfeldige» årsaker ved at det f.eks. dannes vannårer i grunnen med til dels store variasjoner i vanngjennomstrømmingen i materialene. Bergrygger i grøfta og under vegen kan også samle og lede vann inn i vegen og føre til lokale telehiv.
- Variasjoner som skyldes utenforliggende forhold. F.eks. smal veg med store brøytekanter som isolerer mot frostnedtrekking i grøfta.

B 20.1 Beskrivelse av tiltaket

Tiltaket består i å fjerne eller jevne ut ujevne telehiv ved å fjerne enten å fjerne vann, telefarlig materiale eller frostens nedtrenging i grunnen. Hvis man fjerner en av disse årsakene, vil ikke telehivet oppstå. Det kan derfor være aktuelt med drenering, masseutskifting eller isolering. Tiltak for å jevne ut telehivet slik som utkiling vil også være aktuelt.

B 20.2 Grunnlagsinformasjon

For å utbedre ujevne telehiv må man ha kunnskap om hva som forårsaker dem. Vegens tilstand og oppbygning, dreneringsforhold, grunnforhold og frostmengder er viktig grunnlagsinformasjon. Det kreves grunnundersøkelser, med mindre årsaksforholdene er helt åpenbare.

Det finnes noe data over telehiv i NVDB som er lett tilgjengelig via vegkart.no. Dataene i NVDB inneholder sjelden angivelse av størrelsen på telehivet eller informasjon om årsaken til ujevnt telehiv. Dette må baseres på informasjon fra lokalkjente personer, men ofte er telehivene knyttet til stikkrenner.

Hvorfor det er behov for å etablere utkilinger på et sted, vil i mange tilfeller være åpenbart. Ved forsterkning av veg bør man innhente informasjon fra lokalkjente personer og driftsansvarlige for vegen for å plukke ut punkter eller strekninger med ujevne telehiv som ikke er like lett å registrere sommerstid. Det må vurderes hvorvidt utkilinger alene vil gi et tilfredsstillende resultat, eller om tiltaket må kombineres med andre arbeider. En vurdering av grøfter, omkringliggende terreng og drensforholdene på stedet er en viktig del av grunnlaget.

B 20.3 Planlegging av tiltaket

I mange tilfeller vil man ikke kunne fjerne ujevnhetene uten å utføre full masseutskifting og frostsikring. I stedet vil man prøve å jevne ut overgangene. Etablering av utkilinger, slik dette er beskrevet i N200 og kapittel B3 og B12, er ett av flere tiltak for å få myke overganger mellom steder med og uten telehiv. En kombinasjon av lukket drenering og masseutskifting av telefarlig materiale kan være aktuelt på steder hvor telehivet er spesielt stort. Det endelige valget av tiltak, ev. kombinasjon av tiltak, må bestemmes ut fra en vurdering av forholdene på stedet.

Isolering med XPS, lettklinker eller skumglass kan være aktuelle tiltak for å begrense frostmengden grunnen blir utsatt for. Dette er nærmere beskrevet i N200. I et utbedringsarbeid vil bruk av samfengte granulære materialer gi en positiv innvirkning da finstoff holder på vann og dermed vil bremse frostnedtrengningen. Finstoffmengden skal ligge innenfor krav i N200.

Hvis det er lite midler tilgjengelig til utbedring av vegkroppen vil den mest effektive metoden for å forhindre ujevne telehiv være å forbedre drenssystemet og vedlikeholde det. Et viktig tiltak i den forbindelse er å hindre ujevn tilgang eller oppsamling av vann i vegkroppen. Det vil bety å avskjære vannstrømmer og hindre vann i å komme inn i vegkroppen. Se øvrig avsnitt om drenering ved telehiv i kapittel A5.6.

B 20.4 Risikofaktorer, begrensninger

Dersom f.eks. en veg har telefarlig grus i bærelaget og ikke telefarlige masser lenger ned i overbygningen, vil streng kulde tidlig på vinteren innebære at frosten raskt går gjennom bærelaget og dypere ned i vegfundamentet og i grunnen. Dette betyr at det i det telefarlige bærelaget dannes svært tynne islinser, noe som gir lite telehiv. En mildere vinter hvor frostfronten blir stående i ro i grusbærelaget, kan derimot gi store islinser i laget. Dette kan gi telehiv og svært dårlig bæreevne i teleløsningsperioden som en følge av overskudd av vann i det vannømfintlige materialet nær vegdekket hvor påkjenningsene fra trafikken er store.

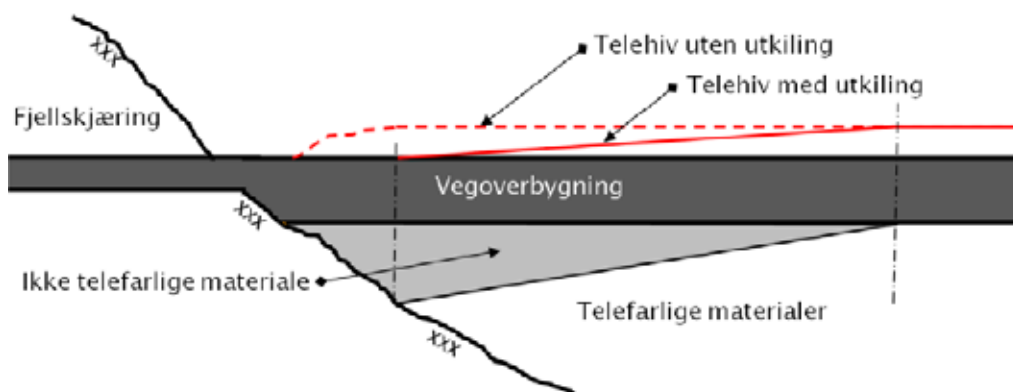
Under ugunstige forhold kan derfor mildere vintre føre til mer telehiv og dårligere bæreevne i teleløsningsperioden. God kjennskap til forholdene på stedet er nødvendig for å velge riktig tiltak.

B 20.5 Forventet resultat

Ved utbedring av drenering er det alltid usikkerheter rundt hvor god effekt tiltaket vil ha. Det er anbefalt å fokusere på å sikre avrenning fra grøfta fremfor å gjøre den dypere.

Ved full masseutskifting og/eller isolering iht. opptredende frostmengder forventes det at telehivet blir borte.

Ved utkiling forventes det fortsatt at telehivet vil være til stede, men kjørekraften bedres betraktelig ved at ujevnheten fordeles over en lengre strekning. Se illustrasjon i figur B20.2, for effekten av utkiling.



Figur B20.2 Telehiv med og uten utkiling. (Ill.: Geir Berntsen, Statens vegvesen)

B 20.6 Viktige elementer for gjennomføring av tiltaket

Lengde og helning på kiler er viktig for å sikre godt resultat. I tillegg vil det være viktig å ha god kontroll på kvaliteten på nye materialer i masseutskiftingen.

B 21 Grunnerverv

Ofte vil forsterkningsarbeider berøre eiendom utenfor vegarealet. Selv om nabogrensene som regel ligger noe utenfor skjæringskråning og fyllingsfot, vil mange utbedrings- og forsterkningstiltak kreve noe grunnerverv, spesielt ved etablering av nye grøfteprofiler, breddeutvidelser og kurveutbedringer. Et generelt krav om at tiltaket bare berører egen grunn, kan i mange tilfeller sette store begrensninger med hensyn på hvilke tiltak som kan gjennomføres og være til hinder for optimale løsninger.

Statens vegvesen har flere retningslinjer og veiledninger som berører eiendomsinngrep:

- V740 *Eiendomsinngrep*
- R730 *Etiske retningslinjer for grunnerverv*
- V741 *Grunnerverv til vegformål - Skjønnforberedelse*
- V742 *Grunnerverv til vegformål – Forhandlinger*

Ved forsterkningsarbeider og andre mindre utbedringsarbeider er det ikke krav om reguleringsplaner (Forskrift om eiendomsinngrep etter veglova § 4 og V740), forutsatt at grunnerverv kan skje ved minnelig ordning. Det er tilstrekkelig å utarbeide tegninger som viser gamle og nye eiendomsgrenser, med seinere oppmåling og merking av grenser i marka [44]. Utenfor tettbygde strøk er det som regel ikke vanskelig å komme frem til minnelige avtaler med grunneiere langs vegen. I tettbygde strøk er ofte forholdene noe mer kompliserte og uoversiktlige.

I mangel av reguleringsplan er man avhengig av særskilt kommunalt løyve etter plan- og bygningsloven når man skal endre eiendomsgrenser. I tillegg kommer det at dersom man ikke får kjøpt grunn frivillig må det eksproprieres. Grunnerverv kan være en relativt omstendelig og tidkrevende prosess dersom grunnervervet skjer ved ekspropriasjon. Dersom grunnerverv ved ekspropriasjon er påkrevet, bør det utarbeides reguleringsplaner med tilhørende kommunal behandling. Velger man ikke å gjennomføre regulering vil det være en viss risiko for at man ikke får gjennomført tiltakene som er nødvendig.

Nødvendig tid til grunnerverv står beskrevet i R760. Følgende bør legges til grunn med hensyn til tidsforbruket fra forhandlingsstart (reguleringsplan er vedtatt og bevilgning foreligger) til byggestart:

- A. Enkle forhold - ubebygde arealer, få konflikter. Her bør det settes av 1 år fra forhandlingsstart til byggestart.
- B. Kompliserte forhold - prosjekter i by eller tettsted, og ellers alle prosjekter hvor det medgår bebyggelse. Ofte kan grunnervervet her være tidkrevende, og 2 år fra forhandlingsstart til planlagt byggestart kan være nødvendig.

Referanser

- [1] *Summary of Drainage Analysis in Region Nord, Norway*, Annele Matintupa, Seppo Tuisku, Demonstration Project Report, ROADEX IV Project, 2012
- [2] *Drainage on Low Traffic Volume Roads - Problem description, improvement techniques and life cycle costs*, Geir Berntsen, Timo Saarenketo, ROADEX II Project, 2005
- [3] *Developing Drainage Guidelines for Maintenance Contracts*, Timo Saarenketo, ROADEX III pilot Project, 2007
- [4] *New Survey Techniques in Drainage Evaluation – Laser Scanner and Thermal camera*, Annele Matintupa, Timo Saarenketo, ROADEX IV report, 2013
- [5] *Road 16583 Ehikki -Juokslahti - Demonstration of a Possible Drainage Solution for a Sloping and Rocky Terrain*, Iikka Hyvönen, Nuutti Vuorimies, Pauli Kolisoja, Demonstration Project Report, The ROADEX Implementing Accessibility Project, 2012
- [6] «*Managing Spring Thaw Weakening on Low Volume Roads*», Timo Saarenketo, Saara Aho, ROADEX II Project, 2005
- [7] *Structural Innovations - A summary of Roadex II project phase II reports*, Saara Aho, Timo Saarenketo, Geir Berntsen, Andrew Dawson, Pauli Kolisoja, Ron Munro, ROADEX II Project, 2005
- [8] *Lærebok i vegteknologi*, Statens vegvesen rapport nr. 626, 2016
- [9] *Effect of Axle and Tyre Configurations on Pavement Durability – A Prestudy*, Petri Varin, Timo Saarenketo, The ROADEX Network, 2014
- [10] *Pajala Mine Road Transport Options – Summary Report*, Timo Saarenketo, Svante Johansson, 2012
- [11] *Lærebok Drenering og håndtering av overvann*, Statens vegvesen rapport nr. 681, 2018
- [12] *Håndbok V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger*, Statens vegvesen, 2014
- [13] *Håndbok R211 Feltundersøkelser*, Statens vegvesen, 2018
- [14] *Håndbok V222 Geoteknisk felthåndbok*, Statens vegvesen, 2010
- [15] *Måling med Traffic Speed Deflectometer på riks- og fylkesveger i Hedmark høsten 2015*, Vegar Antonsen, 2016
- [16] *Bereevne for eksisterande veg*, Helge Mork, Notat 991 Institutt for veg- og jernbanebygging NTNU, 2014
- [17] *Use of Falling Weight Deflectometers in Pavement Evaluation*, COST 336: Final Report of the Action, Main Report, 2nd Edition, April 2005, European Commission Directorate General Transport
- [18] *Using Falling Weight Deflectometer Data with Mechanistic-Empirical Design and Analysis, Volume III: Guidelines for Deflection Testing, Analysis, and Interpretation*, Publication No. FHWA-HRT-16-011, December 2017, FHWA

- [19] «*Managing Peat Related Problems on Low Volume Roads*», Ron Munro and Frank MacCulloch, ROADEX III Project, 2006
- [20] Håndbok V250 *Kalde bitumenstabiliserte bærelag*, Statens vegvesen, 1997
- [21] Håndbok V261 *Skadekatalog for bituminøse vegdekker*, Statens vegvesen, 2014 (1996)
- [22] Håndbok N200 *Vegbygging*, Statens vegvesen, 2021
- [23] *Forsterkning av veger*, Statens vegvesen rapport nr. 373, 2015
- [24] Internrapport nr. 3 fra AIL, 1986
- [25] Håndbok V220 *Geoteknikk i vegbygging*, Statens vegvesen, 2018
- [26] *Nordisk håndbok - Armert jord og fyllinger*, Nordisk Geosyntetgruppe, 2006
- [27] *Crusher-metoden: Stabilisering av vegoverbygning – Metodebeskrivelse*, Lloyd Sundstøl, 2018
- [28] ROAD 16881 HUMALAMÄKI *Coarsening the base/sub-base course layers using only local stones*, Roadex report
- [29] Håndbok V240 *Vannhåndtering – Flomberegninger og hydraulisk dimensjonering*, Statens vegvesen, 2020
- [30] TRVMB 114 *Bearbetning av defleksjonsmåtdata, erhållna vid provbelastning av väg med FWD-apparat*, TRV 2012:051, Trafikverket, 2012
- [31] *E-learning - ROADEX Network*: <https://www.roadex.org/e-learning/>
- [32] *PEHKO Project 2015-2025, increasing the productivity of paved road management in Finland*, Raimo Tapio, Jukka Lehtinen, Jaakko Ylinampa, Timo Saarenketo, 6th Eurasphalt & Eurobitume Congress, 2016
- [33] *Managing rutting in low volume roads*, Andrew Dawson, Pauli Kolisoja, ROADEX III Project, 2006
- [34] *Bearing capacity as a function of pavement deflection and curvature*, Erling Reinslett, BCRA 1982
- [35] *Måling av vegoverbygning, bæreevne og grøftedybder. E8 Borealis, Skibotn-Riksgrense Finland, Troms- og Finnmark Fylke*, Statens vegvesen rapport nr. 707, 2021
- [36] *RDSV surveys E8 Borealis*, Roadscanners, 2019
- [37] *The Use of GPR in Road Rehabilitation Projects*, Interreg IVA Nord, Mara nord project, 2011
- [38] TRVMB 310 *Utförandekontroll med georadar*, Trafikverket, 2014
- [39] *Georadarmålinger Ev6, Hp6 Korgen – Stormoen*, Rambøll på oppdrag fra Statens vegvesen, 2019
- [40] Håndbok R210 *Laboratorieundersøkelser*, Statens vegvesen, 2016

[41] Håndbok R610 *Standard for drift og vedlikehold av riksveger*, Statens vegvesen, 2012

[42] *Forskrift om alminnelige regler om bygging og vedlikehold av avkjørsler fra offentlig veg*, Samferdselsdep., 01.01.2020

[43] *Armering av vegdekker i Norge 1960-2005. Regionenes erfaringer*, Geir Refsdal, Rapport 2462, Teknologivdelingen, Vegdirektoratet, 2006

[44] Håndbok V742 *Grunnerverv til vegformål – Forhandlinger*, Statens vegvesen, 2018

[45] www.tensar.no



www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker

ISBN 978-82-7207-781-4

Tryggere, enklere og grønnere reisehverdag