

Normaler

1980

BIBLIOTEKET  
VEGLABORATORIET

Håndbok 018

# VEGBYGGING

80



STATENS VEGVESEN

625.7/.8(083)

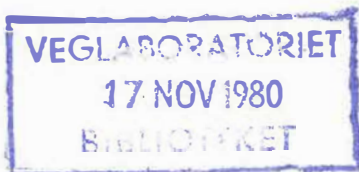
V.  
class. 2

# VEGBYGGING

Vegdirektoratet  
Biblioteket



067067TY0



STATENS VEGVESEN

## HÅNDBOKENE I STATENS VEGVESEN

Dette er en håndbok i vegvesenets interne håndbokserie – en samling fortløpende nummererte publikasjoner som først og fremst skal tjene som praktiske hjelpemidler for den enkelte tjenestemann ved utførelse av de ulike arbeidsoppgaver innen etaten.

Det er den enkelte fagavdeling innen Vegdirektoratet som har hovedansvaret for utarbeidelse og ajourføring. De daglige fellesfunksjoner som utgivelse av håndbøker fører med seg, blir ivaretatt av det sentrale håndboksekretariatet.

Vegvesenets håndbøker utgis på 3 nivåer:

- Nivå 1 – Grå bunnfarge på omslaget – omfatter Lover, Avtaler og Forskrifter som godkjennes av overordnet myndighet eller av Vegdirektoratet etter fullmakt.
- Nivå 2 – Oransje bunnfarge på omslaget – omfatter Normaler og Retningslinjer som godkjennes av Vegdirektoratet.
- Nivå 3 – Blå bunnfarge på omslaget – omfatter Veiledninger, Lærebøker og Vegdata – som godkjennes av Vegdirektoratets avdelinger.

Vegbygging  
Nr. 018 i vegvesenets håndbokserie  
Sats og trykk: Fotosats Grønli A/s, Oslo  
Opplag: 5000

ISBN 82-7207-067-7

# FORORD

I de siste to årene har normalene «Vegbygging» gjennomgått en omfattende revisjon. «Vegbygging» er utvidet med fire nye kapitler:

- Forsterkning
- Gang- og sykkelveg
- Snøsikring
- Vinterbygging

Parallelt med normalene har man også utarbeidet en veiledningshåndbok om «støyskjerming».

Omfanget av revisjonsarbeidet er vist på neste side.

Revisjonsarbeidet er blitt ledet av et Vegbyggingutvalg med følgende medlemmer

- Vegsjef Solberg, Troms Vegkontor (formann)
- Avd.dir. Borchgrevink, Vegdirektoratet
- O.ing. Lundebrekke, Vegdirektoratet
- Dir. Often, Veidekke A/s
- O.ing. Refsdal, Vegdirektoratet
- Bying. Sira, Lillehammer kommune
- O.ing. Sætersdal, Vegdirektoratet (sekretær)

Revisjonen av «Vegbygging» er foretatt av 13 arbeidsgrupper, stort sett med deltakere fra Vegdirektoratet og Vegkontorene.

Det er viktig at normalene ajourføres med regelmessige mellomrom. For å samle grunnlagsmateriale for senere revisjoner ber vi om at erfaringer og opplysninger som kan være av betydning i den forbindelse blir sendt til statens Veglaboratorium, Boks 8109, Oslo-Dep.

Oslo, september 1980

H. Solberg

	Kapittel	Merknad	Medlemmer av arbeidsgruppe
Normal «Vegbygging»	1. Berg- og jordarter	Lite omarbeidet	K. Flaate, G. Refsdal
	2. Frostsikring	Fullstendig omarbeidet	R. Sætersdal, G. Refsdal, A.O. Straumsnes
	3. Underbygning	Noe omarbeidet	E. Furuseth, J. Brekke, A. Rygg
	4. Overbygning	Betydelig omarbeidet	T. Haustveit, S.L. Alfheim, E. Furuseth, S.G. Gran, G. Refsdal
	5. Drenering	Betydelig omarbeidet	S.A. Holmsen, R. Eirum, J.O. Sannes, R.Sætersdal
	6. Vegdekker	Betydelig omarbeidet	J. Smedsrud, R. Rognan, G. Trevland
	7. Forsterkning	Nytt kapittel	T. Haustveit, S.L. Alfhem, T. Arnsen, R. Eirum, E. Reinslett
	8. Vegskråninger	Betydelig omarbeidet	T. Korpberget, N. Rygg
	9. Vegrekkverk	Nytt kapittel	K. Andersen, F. Amundsen, J.E. Gjeltén, K. Jahren, J.B. Jensen, K.E. Kleven, S. Stigre
	10. Tunneler	Noe omarbeidet	E. Øvstedal, A.J. Løvmo, I. Mathiesen
	11. Gang- og sykkelveg	Nytt kapittel	B. Dietrichs, S.L. Alfheim, Saxegaard, A. Sørli
	12. Snøsikring	Nytt kapittel	H.A. Norem, P. Bølseth, G.H. Johnsen
	13. Vinterbygging	Nytt kapittel	I. Furuholmen, Bygge, A. Setsaa
	Veiledning: «Støyskjerming»	Ny bok	Wormstrand, E. Husevaag, H. Østlid, T. Hallingstad, G. Tveit

# INNHOOLD

<b>1. Berg og jordarter .....</b>	<b>7</b>
<b>2. Frostsikring.....</b>	<b>31</b>
<b>3. Underbygning .....</b>	<b>65</b>
<b>4. Overbygning.....</b>	<b>103</b>
<b>5. Drenering.....</b>	<b>149</b>
<b>6. Vegdekker.....</b>	<b>209</b>
<b>7. Forsterkning .....</b>	<b>287</b>
<b>8. Vegskråninger.....</b>	<b>301</b>
<b>9. Vegrekkverk.....</b>	<b>329</b>
<b>10. Tunneler.....</b>	<b>355</b>
<b>11. Gang- og sykkelveg .....</b>	<b>407</b>
<b>12. Snøsikring .....</b>	<b>419</b>
<b>13. Vinterbygging .....</b>	<b>441</b>
<b>Bilag 1 .....</b>	<b>461</b>
<b>Bilag 2 .....</b>	<b>463</b>
<b>Symbolliste og forkortelser .....</b>	<b>467</b>
<b>Terminologi .....</b>	<b>471</b>
<b>Stikkordregister.....</b>	<b>485</b>

# Kapittel 1

## BERG- OG JORDARTER

<b>A. Bergarter</b> .....	9
1. DANNELSEN AV BERGARTER .....	9
a. Eruptive bergarter .....	9
b. Sedimentære bergarter .....	10
c. Metamorfe bergarter .....	10
2. IDENTIFISERING AV MINERALER .....	11
3. KLASSIFISERING AV BERGARTER .....	12
4. BERGARTENES BRUKBARHET .....	17
<b>B. Jordarter</b> .....	20
1. DANNELSEN AV JORDARTER .....	20
a. Istidsavsetninger .....	20
1. Isens avsetninger .....	20
2. Breelvenes avsetninger .....	20
3. Issjøenes avsetninger .....	21
b. Avsetninger etter istiden .....	21
1. Mineralske avsetninger .....	21
2. Organiske avsetninger .....	22
2. KLASSIFISERING AV JORDARTER .....	22
a. Mineralske jordarter .....	22
b. Organiske jordarter .....	27
3. JORDARTENES BYGGETEKNISKE EGENSKAPER .....	28
<b>Referanser</b> .....	29

# 1. BERG- OG JORDARTER

## A. Bergarter

### 1. DANNELSEN AV BERGARTER

En bergart består av mer eller mindre sammenvoksede mineralkorn og klassifiseres etter innholdet av disse. Etter størrelsen på mineralkornene nyttes følgende inndeling:

- grovkrystalline bergarter med mineralkorn over 5 mm
- middelskrystalline bergarter med mineralkorn fra 0,5 til 5 mm
- finkrystalline bergarter med mineralkorn under 0,5 mm

Bergartene deles opp i tre hovedgrupper etter dannelsesmåten, eruptive, sedimentære og metamorfe bergarter.

#### a. Eruptive bergarter

Eruptive bergarter dannes ved at magma (flytende bergartsmasse) størkner. Ved størkningen utkrystalliseres mineralene. Eruptivbergartenes struktur bestemmes først og fremst av magmaets avkjølingshastighet. Det skilles mellom dypperter, dagbergarter og gangbergarter.

- Dypperter dannes ved at bergartsmasse størkner på store dyp. På grunn av langsom avkjøling blir disse bergartene grovkrystalline. Granitt, kvartsdioritt, dioritt, syenitt og gabbro er eksempler på dypperter.
- Dagbergarter dannes ved at bergartsmasse størkner like under eller på jordens overflate. Fordi massen avkjøles hurtig, er dagbergartene finkrystalline. Basalt er eksempel på en dagbergart.
- Gangbergarter dannes ved at bergartsmasse trenger ut i sprekker eller



## KAPITTEL 1

ganger i fjellet og størkner. De er finkrystalline, eller de kan inneholde en del grove krystaller i en ellers fin grunnmasse (porfyr). Diabas er eksempel på en gangbergart.

### **b. Sedimentære bergarter**

Sedimentære bergarter dannes ved at løsavleiringer gjennomgår en herdingsprosess som fører til at de enkelte korn blir sammenkittet av et bindemiddel. Bindemidlet, som kan bestå av leirmineraler, kiselsyre (kvarts), kalkspat eller jernoksyd, er blitt tilført som oppløsninger eller dannet gjennom oppløsning og delvis omkrystallisasjon av jordarter. Sedimentære bergarter er som oftest lagdelte, og inneholder ofte avtrykk av dyr og planter. Eksempler på sedimentære bergarter:

- Sandstein består av sammenkittet sand. Kornene består som regel vesentlig av kvarts. Dersom innholdet av feltspat er høyt, kalles sandsteinen arkose (sparagmitt). Sandstein er vanligvis kittet sammen av kiselsyre.
- Leirskifer består av sammenkittet leire og fargen er mørk grå til svart. Skifriheten skyldes den opprinnelige lagdelingen i leiren og senere belastning av overliggende bergarter. En leirskifer rik på fint fordelt kullstoff og kis kalles alunskifer.
- Kalkstein er dannet av kalkslam eller organiske rester av kalk, og består av en finkornig masse av sammenvoksede kalkspatkorn. Kalkstein som inneholder leirslam er grå. Ren kalkstein er hvit.

### **c. Metamorfe bergarter**

Metamorfe bergarter er oppstått ved en omdanningsprosess (metamorfose), hvor de sedimentære eller eruptive bergarters utseende og egenskaper er blitt endret.

- Kontaktmetamorfe bergarter dannes ved at magma varmer opp den bergart den kommer i berøring med. Bergarten omkrystalliserer bl.a. ved at vannholdige mineraler avgir vann og går over til vannfrie mineraler. Sonen hvor omdannelsen skjer kan bli flere hundre meter

bred, og prosessen kalles kontaktmetamorfose. Hornfels og kontaktmarmor er eksempler på kontaktmetamorfe bergarter.

- Regionalmetamorfe bergarter dannes når en bergart blir utsatt for stort trykk og høy temperatur. Dette skjer på stort dyp i jordskorpen, vanligvis ved fjellkjedefolding. Påvirket av disse krefter omkrystalliserer bergarten og får nye egenskaper. Prosessen kalles regionalmetamorfose. Den omdannede bergart får som regel krystallinsk skifrig struktur.

De regionalmetamorfe bergarter er sterkt utbredt. Gneis, fyllitt, glimmerkifer, kvartsitt og amfibolitt er typiske eksempler på regionalmetamorfe bergarter.

## 2. IDENTIFISERING AV MINERALER

For å klassifisere en bergart må man kunne skille mellom noen av de vanligste mineralene. En oversikt over de vanligste mineraler med angivelse av deres karakteristiske kjennetegn er vist i figur 1. Andre kjennetegn er bruddform, krystallform, masse, tvillingdannelse og magnetisme (1).

Hårdheten finnes ved å sammenlikne mineralet med stoffer med kjent hardhet:

- H1 risses lett med neglen (talk)
- H2 risses mindre lett med neglen (gips)
- H3 risses lett med kniv (kalkspat)
- H4 risses mindre lett med kniv (flusspat)
- H5 risses vanskelig med kniv (apatit)
- H6 risser såvidt glass (feltspat)
- H7 risser lettere glass (kvarts)
- :
- H10 risser glass meget lett (diamant)

Mineral	Farge	Strekfarge på uglasert porselen	Glans	Hårdhet	Spalteretn.	
					antall	vinkel
Kvarts	Grå, Hvit, Fargeløs <sup>1)</sup>	Hvit	Glass	7	0	
Feltspat	Hvit, Grå, Rød	Hvit	Matt, Porselen Fettaktig	6	3	60° og 90°
Kalkspat	Fargeløs, Hvit	Hvit	Matt Porselen	3	3	75° og 105°
Pyroksen	Mørkegrønn, Svart	Lys grå, Grønn	Matt	5-6	2	90°
Amfibol	Brun, Grønn, Svart	Hvit til mørk grå	Matt, Glass	5-6	2	60° og 120°
Glimmer	Fargeløs, Svart, Brun	Hvit, Brun	Halvmetallisk, Perlemor	2-3	1	
Olivin	Gul, Grønn	Hvit til lys grå	Glass	7	0	
Svovelkis	Lysegul	Svart	Metall	6,5	0	
Kobberkis	Grønngul	Svart	Metall	4	0	
Magnetkis	Bronsegrun, Brungul	Grå til svart	Metall	4	0	

<sup>1)</sup> På grunn av forurensninger kan kvarts også være brunsort, rød, melkehvit og fiolett

Figur 1. De vanligste mineraler og deres kjennetegn.

### 3. KLASSIFISERING AV BERGARTER

For å lette bestemmelsen er bergartene delt i 4 grupper etter utseende (1):

- matte, meget finkrystalline/finkornige (enkeltkorn ikke synlige)
- krystalline/kornete (enkeltkorn kan sees). Porfyrene består av grove krystaller i en finkrystallin grunnmasse. Øvrige bergarter består av mere jevnstore krystaller eller korn.
- skifrige, stripe, båndete
- bruddstykkeaktige (runde eller kantede korn som er kittet sammen).

Bergart	Forekommer	Dannelsesmåte	Hårdhet	Farge	Strekfarge	Viktigste mineraler	Andre kjennetegn
Kalkstein	o	S	3	Grå	Hvit	Kalkspat	Kan opptre vekselvis med leirskifer, inneholder ofte fossiler. Bruser for kald fortynnet saltsyre.
Dolomitt	o	S	3-4	Brun, Gul, Gråhvit	Hvit	Dolomitt	Ligner kalkstein. Bruser for varm fortynnet saltsyre
Serpentinitt	s	M	3	Grønn til svart	Hvit, Grønn	Serpentin, Magnesitt, Kloritt, Talk	Føles fet å ta på, gjennomskinnelig i tynne skiver. Som regel dannet av olivinstein
Basalt	o	E	5	Grå til svart	Mørk grå	Feltspat Pyroksen	Kan inneholde små hulrom fylt med krystallinske mineraler. Kan være porfyrisk
Hornfels	s	M	5	Grå, Grønn	Grå	Feltspat Pyroksen Epidot	Er ofte båndet med mørke og lyse lag. Meget hard med et flintaktig brudd. Inneh. også granat, glimmer, hornblende, kvarts
Grønnstein	o	M	4-6	Grønn	Grå til grønn	Feltspat Kloritt	Matt glans, ru. Seig og ofte båndet
Diabas	s	E	5-6	Grå, Svart	Mørk grå	Feltspat Pyroksen	Som gabbro, men mer finkornet

ms forekommer meget sjelden o forekommer ofte E eruptiv bergart  
s forekommer sjelden mo forekommer meget ofte S sedimentær bergart  
M metamorf bergart

Figur 2. Matte, meget finkrystalline/finkornete bergarter.

## KAPITTEL 1

Bergart	Forekommer	Dannelsesmåte	Hårdhet	Farge	Strekfarge	Viktigste mineraler	Andre kjennetegn
Marmor	o	M	3	Hvit, Rød, Blå, Grønn	Hvit	Kalkspat	Tydelig krystallinsk, med karakteristisk blink i speilende krystallflater. Bruser for 3% saltsyre
Dolomittmarmor	o	M	3-4	Hvit, Rød	Hvit	Dolomitt	Ligner marmor. Bruser for 6% saltsyre
Granitt	mo	E	3-7	Rød, Brun, Grå	Grå	Feltpat Kvarts Glimmer	Middels til grovkrystallinsk
Syenitt	mo	E	3-5	Brun, Rød, Grå	Grå	Feltpat Glimmer	Ligner granitt, men inneholder lite eller ikke kvarts
Dioritt	o	E	3-6	Mørkegrønn, Svart	Grå	Feltpat Pyroksen	Ofte spraglet eller spettet på forvitret overflate. Vanligvis mørkere enn granitt og syenitt
Anortositt	o	E, M	6	Hvit Grå	Hvit	Feltpat	
Gabbro	s	E	3-6	Mørk grå, Svart	Mørk grå	Feltpat (Pyroksen) Hornblende	Er temmelig tung (øst ca 3)
Ultrabassitt	s	M	1-7	Grønn	Grønn Grå Hvit	Amfibol Olivin	Brun forvittringslud
Sandstein	o	S	1-7	Grå, Brun, Grønn, Rød	Grå, Grønn, Rød	Kvarts	Består av sandkorn, som regel kvarts. Føles ru å ta på. Ofte farget av forurensninger. Brudd vil følge kornoverflatene.

(fortsetter s. 15)

Bergart	Forekommer	Dannelsesmåte	Hårdhet	Farge	Strekfarge	Viktigste mineraler	Andre kjennetegn
Kvartsitt	o	M	7	Hvit, Grå (Grønn, Rød)	Hvitgrå	Kvarts	Brudd vil gå gjennom alle eller en betydelig del av kornene. Ofte farget av forurensninger
Porfyr	s	E	4-6	Variabel	Lys grå Mørk grå	Feltspat Kvarts Pyroksen	Store enkeltkrystaller (porfyrer) i en finere grunnmasse

ms forekommer meget sjelden o forekommer ofte E eruptiv bergart  
 s forekommer sjelden mo forekommer meget ofte S sedimentær bergart  
 M metamorf bergart

Figur 3. Krystalline/kornete bergarter.

Bergart	Forekommer	Dannelsesmåte	Hårdhet	Farge	Strekfarge	Viktigste mineraler	Andre kjennetegn
Gneis	mo	M	3-7	Rød, Brun Grå	Grå	Feltspat Kvarts Glimmer	Lyse og mørke striper og bånd. Middels til fin-kornet
Glimmer-skifter	mo	M	3-5	Svart, Grå eller svak brun	Grå	Glimmer Feltspat Kvarts	Glimmerflater som ligger nesten parallelt
Hornblendeskifer	o	M	5-6	Grønn til svart	Svak grønn til svart	Hornblende Glimmer Feltspat	Består av en matt masse av nåleformede hornblendekrystaller orientert i én retning, til dels belagt med mørk glimmer på spalteflatene.
Sandstein	o	S	3-7	Grå, Grønn, Rød	Grå	Kvarts Feltspat	Består av sandkorn, som regel kvarts. Føles ru å ta på. Ofte farget av forurensninger. Brudd vil følge kornoverflatene

(fortsetter s. 16)

Bergart	Forekommer	Dannelsesmåte	Hårdhet	Farge	Strekfarge	Viktigste mineraler	Andre kjennetegn
Kalkstein	o	S	3	Grå	Hvit	Kalkspat	Har ofte en stripet veksling av lysegrå og mørkegrå bånd. Brusser for 3% saltsyre
Amfibolitt	o	M	5-6	Mørk grønn, Svart	Mørk grønn, Svart	Feltspat Hornblende	På forvitret flate har en ofte små grønnsvarte flekker i en hvit grunnmasse eller omvendt
Grønnskifer	o	M	2-6	Grønn	Grågrønn til sterkt grønn	Feltspat Kloritt Kalkspat Kvarts	Finkornet
Fyllitt	o	M	3	Grå, Grønn	Grå	Glimmer Kloritt	Skjell av lys glimmer gir bergarten en glinsende overflate, men de enkelte glimmerskjell kan ikke ses uten lupe. Utpreget skifrig
Leirskifer	o	S	2-3	Grå	Lys grå	Bergarts- mel Leirminer- aler	Som regel tydelig lagdelt
Alunskifer	s	S	2-3	Svart	Svart	Kis, kull Lerminer- aler	Matte, litt glinsende spalteflater. Sverter ved berøring.
Hornfels	s	M	5-7	Grå	Grå	Feltspat Pyroksen Epidot	Meget hard med et flintaktig brudd
Dolomittmarmor	s	S, M	3-4	Brun, Gul, Hvit	Hvit	Dolomitt	Ligner kalkstein

ms forekommer meget sjelden    o forekommer ofte    E eruptiv bergart  
s forekommer sjelden    mo forekommer meget ofte    S sedimentær bergart  
M metamorf bergart

Figur 4. Skifrige, båndete bergarter.

Bergart	Forekommer	Dannelsesmåte	Hårdhet	Farge	Strekfarge	Andre kjennetegn
Konglomerat	s	S	2-7	Varierende	Varierende	«Innstøpte», avrundete steiner av forskjellige størrelser og ofte av forskjellige bergarter. «Forstenet grus»
Breksje	ms	S	1-7	Varierende	Varierende	«Innstøpte», kantede bruddstykker av vanligvis én bergartstype

ms forekommer meget sjelden o forekommer ofte E eruptiv bergart  
s forekommer sjelden mo forekommer meget ofte S sedimentær bergart  
M metamorf bergart

Figur 5. Bruddstykkeaktige bergarter.

#### 4. BERGARTENES BRUKBARHET

Til bergarter som skal kunne nyttes som vegbyggingsmateriale, stilles det visse krav til bergartens egenskaper. Hvilke og hvor strenge krav man skal stille, avhenger av klima, trafikk og hvor i vegkonstruksjonen materialene skal nyttes.

Det som i første rekke avgjør bergartens brukbarhetsområde er mekaniske egenskaper som slitestyrke, flisighet, sprøhet og pakningsgrad. Poleringstendens, lysrefleksjonsevne og kisinnhold samt forvitringstendens er egenskaper som også kan være avgjørende for brukbarhetsområdet.

Steinmaterialenes brukbarhet bedømmes hovedsaklig på grunnlag av resultatene fra følgende undersøkelser:

- siktanalyse (for bestemmelse av kornkurve)
- fallprøve (for bestemmelse av sprøhet, flisighet og pakningsgrad)
- petrografisk undersøkelse
- abrasjonsprøve (for bestemmelse av slitasjemotstand)

Metodene for analyse av bergarter er beskrevet i «Laboratorieundersøkelser» (2).





## KAPITTEL 1

Bergartenes brukbarhet er også avhengig av kornformen, se pkt. a s. 23. Kornformen kan påvirkes ved valg av knusemetode og -utstyr. I bærelagsmaterialer forutsettes det f.eks. på grunn av stabilitetshensyn at 30% av materialet skal bestå av knuste korn.

Variasjonen av egenskapene er stor innenfor hver bergartsgruppe. Før bruk må derfor materialene klassifiseres på grunnlag av de vanlige undersøkelsesmetodene, som angitt i figur 7.

Bergart		Bruksområde							
		Filterlag	Forst. lag	Bærelag			Vegdekker (ADT i parentes)		
				Sement- stab. Cg Ap Cp	Bitumen- stab. Ag Ap As	Mekanisk stab. Vm Fp	Agb ( > 5000) Ag ( < 1000) Dog	Ab Eo Do Og Alg Dog ( < 400) ( < 1000) ( > 1000)	Top Og (> 400) Alg (> 1000)
Matte, meget fin- krystalline/finkornete	Kalkstein								
	Dolomit								
	Basalt								
	Hornfels								
	Diabas								
Krystalline/kornete	Grønstein								
	Marmor								
	Dolomitmarmor								
	Granitt								
	Syenitt								
	Dioritt								
	Anortositt								
	Gabbro								
	Olivenstein								
	Sandstein								
Skårige, stripete, lånøete	Kvartsitt								
	Porfyr								
	Gneis								
	Glimmerskifer		x)						
	Hornblendskifer								
	Grønnskifer		x)						
	Fyllitt								
	Leirskifer								
Andre	Alunskifer								
	Amfibolitt								
	Konglomerat								
Brekse									

Figuren er ment som en orientering og rettledning for prøvetaking av aktuelle bergarter

 Ofte egnet  
 Iblant egnet  
 x) Kan brukes i forsterkningslag dersom finstoffet fjernes

Figur 6. Bergarters brukbarhetsområder.

Overbygning		Krav til steinmaterialene					
Lag	Type	Fallprøve se side	Petrograf. undersøk. se side	Sikte- analyse se side	Ved- hefting se side	Humus- innhold se side	Abrasjon se side
Vegdekke	Topeka, Top	234	223	235	228	223	223
	Asfaltbetong, Ab	238	223	238/239	228/239	223	223
	Asfaltgrusbetong, Agb	242	223	243	228	223	223
	Asfaltert grus, Ag	245	223	246	228	223	223
	Asfaltløsningsgrus, Alg	250	223	250/251	228/251	223	223
	Oljegrus, Og	250	223	250	228/251	223	
	Overflatebeh.m/grus. Dog	262	223	262/213	228/262		223
	Overflatebeh. Eo, Do	260	223	259	228/259		223
	Betongdekke		273	273		273	
	Grusdekke	217	217	216			
Bærelag	Mek.stab. mat.	128	128	131/132			
	Bitumenstab. mat.	Se de	enkelte	mat.	(Ag, Ap,	Pp)	
	Sementstab. mat.			133/137		134	
Forst. lag		125	124	125			
Filterlag			122	121/122			

Figur 7. Oversikt over aktuelle undersøkelser på steinmaterialer som skal brukes til vegbygging.

## B. Jordarter

### 1. DANNELSEN AV JORDARTER

#### a. Istidsavsetninger

##### 1. Isens avsetninger

Under siste istid ble stein og blokk revet løs fra fjellgrunnen på grunn av bevegelsene i isen. Disse steinmassene ble mer eller mindre knust ned under isens bevegelse. Det oppsto da en usortert masse av kantet blokk, stein, grus og finkornete masser. Da isen smeltet bort, ble denne usorterte masse liggende igjen. Slike avsetninger fra isen kalles morener og får ofte navn etter massens beliggenhet i forhold til breen, f.eks. bunn-, ende- eller sidemorene. Tykkelsen på morenene er meget vekslende.

Når avsmeltingen av breen er større enn tilsiget, trekker fronten på breen seg stadig tilbake, og materialet som ligger igjen kalles for bunnmorene. Det nederste laget av morenen stammer fra breens underside, og har gjerne det høyeste finstoffinnholdet på grunn av slitasjen mot fjellet. Øvre lag av morenen er løst lagret og gjerne blokkrikt, da dette er materiale som har kommet fra breens øvre lag (ablasjonsmorene) hvor finstoffet delvis er vasket ut.

Dersom tilsiget av is er like stort som avsmeltingen, vil brefronten holde seg i ro over lengre tidsrom. Materialet som transporteres av breen blir avsatt ved brefronten og kalles endemorene. Oppbyggingen av endemorener er svært forskjellig, avhengig av under hvilke forhold de er avsatt. Den vanlige formen er usortert materiale.

Massene som avsettes langs siden av breen i en dal kalles sidemorene. Sidemorenen kan bestå av blokkrike masser. Vann har ofte sortert massene noe, og en får overgangsformer til rent lagdelte avsetninger av grus og sand.

##### 2. Breeelvenes avsetninger

De store mengder vann som ble frigjort da breene smeltet, rant sammen til bekker og elver og førte med seg store mengder løsmaterialer. Materialet ble avsatt etter hvert som vannets hastighet avtok og det groveste

materialet ble avsatt først. Alt etter måten massene ble avsatt på, fikk avsetningen sin karakteristiske form.

Der vannet styrtet utfor brekanten gjennom en tunnel, fordypning eller sprekk i breen, ble det avsatt grovkornige materialer i uregelmessige rygger og hauger (kames).

Løsmaterialer avsatt av breelver i istunneler eller sprekker i en «dødisbre», d.v.s. en isbre som ikke beveger seg, ble liggende igjen som lange rygger – eskere – etter at breen var smeltet bort.

Materialet fra iselvns avsetninger er gjerne rundslitt og godt sortert, men kornstørrelsen varierer ofte fra kuppelstein til silt i en og samme rygg. Avsetningene er dekket av silt og leire der hvor terrenget etter isens bortsmelting en tid ble liggende som innsjø eller havbunn.

### *3. Issjøenes avsetninger*

Under nedsmeltingen av innlandsisen oppsto det en rekke steder bre-demte innsjøer der isoverflaten og det isfrie terrenget helte mot hverandre.

Der breelvene munnet ut i innsjøene ble det dannet store deltaer, og på sjøbunnen ble det avsatt tildels mektige lag av finkornige sedimenter, særlig silt. Den største bredemte sjøen lå i Følldalen og Østerdalen mot Femunden. Spor fra vannstanden høyt oppe i dalsidene viser omfanget av disse sjøene.

## **b. Avsetninger etter istiden**

Etter istiden har avsetningene fortsatt i elver og sjøer, men i mindre grad enn under selve issmeltingen. Slike avsetninger kalles postglaciale, og det skiller mellom mineralske og organiske.

### *1. Mineralske avsetninger*

Etter hvert som isen smeltet, hevet landet seg. Deltaavsetningene foran elveutløpene i fjordene ble dermed gravd ut av elven og avsatt på ny. Ved

## KAPITTEL 1

landhevninger er det på denne måten foregått en videre sortering og omlagring av avsetninger som opprinnelig ble dannet under slutten av siste istid. Grunnvann og overflatevann har i alle større glaciale sedimentavsetninger gravd ut løsmasser, som enten er avsatt ved foten av den glaciale avsetning eller ført videre med vannet og avsatt i sjøen.

### 2. Organiske avsetninger

Torv dannes ved anrikning av planterester på steder der fuktigheten er stor og lufttilgangen tilsvarende begrenset. Torv dannes derfor helst i senkninger i terrenget, men forekommer også i vannrikt skråterreng. Avhengig av lufttilgang og den hastighet som nytt vegetasjonsavfall tilføres med, får torven en større eller mindre grad av omvandling.

Gytje er løst pakket slam av omdannede plante- og dyrerester, særlig rester som er rike på fett- og eggehvitestoffer. Gytje dannes vanligvis under lavvannstand.

## 2. KLASSIFISERING AV JORDARTER

Jord kan bestå av mineralsk og organisk materiale. Innhold av finstoff og humus kan gjøre materialet plastisk (formbart). Kornstørrelse, plastisitet og organisk innhold er viktige faktorer for karakterisering av en jordart i geoteknisk henseende.

Med jordart menes jord med spesiell mekanisk eller kjemisk sammensetning, fysiske egenskaper eller geologisk opprinnelse.

### a. Mineralske jordarter

– Fraksjonsinndeling

– Gradering

For angivelse av gradering benyttes graderingstallet  $C_u = d_{60}/d_{10}$ , der  $d_{60}$  og  $d_{10}$  er den minste siktstørrelsen som 60% og 10% av materialet passerer ved sikting. Dersom  $C_u$ -tallet er under 5, kalles materialet ensgradert.

Grovinndeling	Kornstørrelse, mm	Fininndeling	Kornstørrelse, mm
Leir	under 0,002		
Silt	0,002–0,06	Fin silt Middels silt Grov silt	0,002–0,006 0,006–0,02 0,02–0,06
Sand	0,06–2	Fin sand Middels sand Grov sand	0,06–0,2 0,2–0,6 0,6–2
Grus	2–60	Fin grus Middels grus Grov grus	2–6 6–20 20–60
Stein	60–600		
Blokk	over 600		

Figur 8. Fraksjonsinndeling av mineralske jordarter.

Dersom  $C_u$ -tallet er over 10, kalles materialet velgradert.

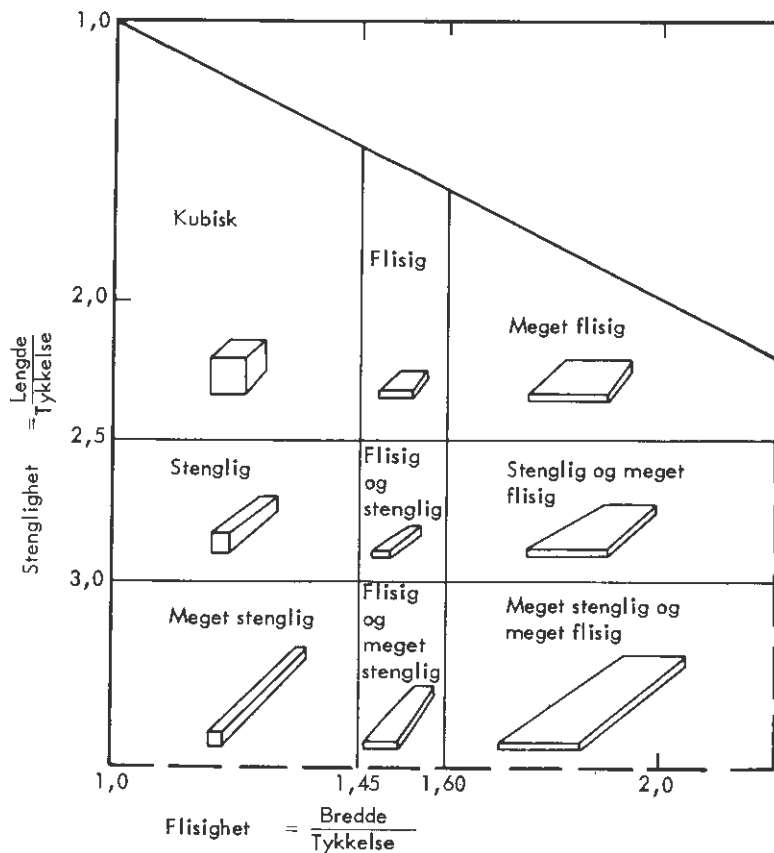
Maksimal kornstørrelse  $d_{max}$ , midlere kornstørrelse  $d_{50}$  og koeffisienten  $d_{75}/d_{25}$  kan også brukes til å karakterisere materialets gradering.

#### – Kornform

Kornformen karakteriseres ved forholdet mellom flisighet (bredde/tykkelse) og stenglighet (lengde/tykkelse). Betegnelsene går fram av figur 9. Tykkelsen defineres som maskevidden i det minste stavsiktet kornet kan passere, og bredden lik maskevidden i det minste kvadratsiktet kornet kan passere. Kornets lengde bestemmes ved direkte måling.

I tillegg til kornformbetegnelsen angis om kornet er kantet, kantavrundet, rundet eller godt rundet. For materialet som inngår i standard sorteringer angis om materialet er knust K, naturlig N eller delvis knust NK. Overflaten betegnes som glatt eller ru.

KAPITTEL 1



Figur 9. Kornformbetegnelser.

– Leirinnhold

Innholdet av leir (mat. <2 μm) beregnes som masseprosent av materiale mindre enn 20 mm. Se også «Regler for benevning» nedenfor.

– Plastisitet

Plastisiteten uttrykkes ved plastisitetsindeksen  $I_P = w_L - w_P$ , der  $w_L$  er flytegrense og  $w_P$  er plastisitetsgrensen bestemt ved utrullingsforsøk.

$I_p < 10$	Lav plastisitet
$10 < I_p < 20$	Middels plastisitet
$I_p > 20$	Høy plastisitet

Plastisiteten kan også uttrykkes ved finhetstallet  $w_f$ , bestemt ved konusforsøk.

#### – Humusinnhold

Humus er et samlebegrep for organiske materialer. Innhold av humus i mineraljordartene angis i masseprosent av tørrstoff. Se også «Regler for benevning» nedenfor.

#### – Geologiske forhold

Materialets mineralogiske eller petrografiske sammensetning kan angis, f.eks.: kvartssand, fyllittgrus.

Geologisk opprinnelse bør angis, f.eks.: morene, flyvesand, marin leire, elvesand, forvittringsgrus.

Endringer av jordarten etter at den er avsatt (geologisk historie) er ofte av vesentlig betydning og bør angis, f.eks.: overkonsolidert, forvitret, utvasket, oppsprukket, sensitiv.

Tilleggsopplysninger kan være av interesse å nevne, f.eks.: blokk- og steininnhold, lagdeling, farge, lagringstetthet, sementering, innhold av skjell, trerester, metningsgrad, innhold av jernsulfid, saltinnhold, kalkinnhold.

#### – Regler for benevning

Grunnlaget for benevning av mineralske jordarter er de respektive kornfraksjoners prosentvise fordeling:

1. Den kvantitativt største fraksjon nevnes i substantivform, de øvrige fraksjoner tas med i adjektivform etter avtagende prosentandel i den utstrekning det er av betydning for karakterisering av jordarten. For å unngå lange og tungvinte benevninger, bør det kombineres med geologiske betegnelser hvis dette er mulig. Eksempler: steinig grus, sandig silt, moreneleire.



2. Finkornige jordarter som inneholder større eller mindre mengder av leirfraksjonen ( $<2 \mu\text{m}$ ) beskrives etter innholdet av leir:

Ved 30% leirinnhold	beskrives jordarten bare som leire
Ved 15–30% leirinnhold	beskrives jordarten som leire med de øvrige fraksjoner i adjektivform etter avtakende prosentandel.
Ved 5–15% leirinnhold	beskrives jordarten i adjektivform, som leirig.
Ved $<5\%$ leirinnhold	angis leirinnhold ikke, kan eventuelt beskrives som leirfattig.

For de øvrige fraksjoner benyttes følgende grenser for angivelse i adjektivform.

Siltig:	$>15\%$ silt
Sandig:	$>20\%$ sand
Grusig:	$>20\%$ grus
Steinig:	$>20\%$ stein

De plastiske jordarter kan også benevnes etter sin plastisitet. Eventuelt innhold av grovere fraksjoner angis ved tilføyelse av fraksjonens navn i adjektiv, f.eks. middels plastisk siltig leire.

3. Morene er en usortert breavsetning som kan inneholde alle kornstørrelser fra leire til blokk.

For beskrivelse av morenematerialet benyttes følgende klassifisering, basert på materialenes innhold av silt, d.v.s. materiale  $<60 \mu\text{m}$ , beregnet som masseprosent av materialfraksjonen mindre enn 20 mm.

Kornfraksjon	Betegnelse
$< 15\%$ silt	Grusig morene
15–35% silt	Sandig morene
$> 35\%$ silt	Siltig morene

Det er vanlig praksis i tillegg til morenebetegnelse også å angi leirinnhold.

## b. Organiske jordarter

### – Torv

Torv er mer eller mindre omvandlede rester av myrplanter. Omvandlingsgraden bestemmes ved krysting av torvprøver i hånden og ved observasjon av torvens konsistens og fargen på vannet. Klassifiseringen skjer etter von Posts skala fra H1 til H10 med følgende betegnelser:

- Fibertorv: Planterester lett synlige, H1– H4  
 Mellomtorv: Planterester svakt synlige, H5– H7.  
 Svarttorv: Planterester ikke synlige, H8– H10.

«Laboratorieundersøkelser» (2) beskriver nærmere formuldningsgraden etter von Posts skala.

### – Gytje

Gytje er vannavsatte vekst- og dyrerester. Den kan virke fet og elastisk. Grovgytje viser vanligvis plantestruktur og er oftest brun. Fingytje er tilsynelatende strukturløs og består for en stor del av dyrerester. Fargen er gul, grønn eller brun.

### – Andre betegnelser på organisk materiale

- Humus: Fellesbetegnelse for alt organisk materiale i jorden.  
 Råhumus: Det øvre sammenfiltrede humuslag som skarpt skiller seg fra mineraljorden.  
 Mold: Sterkt omdannet organisk materiale med løs struktur.  
 Matjord: Det øvre moldholdige jordlag.

### – Regler for benevning

Brennbart organisk mat., masseprosent	Jordartsnavn i	
	substantivform	adjektivform
over 30%	organisk jordart	–
6–30%	organisk jordart	mineralsk jordart
1– 6%	mineralsk jordart	organisk jordart

Eksempler: Leirig gytje, sandig torv, gytjeholdig leire, humusholdig sand.

### 3. JORDARTERS BYGGETEKNISKE EGENSKAPER

#### – Leire

Leirens skjærfasthet kan variere innen vide grenser. Skjærfastheten har betydning for stabiliteten av fyllinger og skjæringsskråninger, dessuten for leirens setningsegenskaper, og disse forholdene må derfor undersøkes i hvert aktuelt tilfelle. Enkelte leirer blir helt flytende ved omrøring (kvikkleire). En liten utglidning i slike leirer kan utløse store skred.

Vanligvis har det øverste laget i en leiravsetning, tørrskorpen, større fasthet enn de dypere liggende lag. Tykkelsen på tørrskorpe laget kan variere fra 2 m i daler og forsenkninger til opptil 8 m i rygger og bakkekammer. Tørrskorpeleire kan brukes til oppbygging av vegfyllinger, se kapittel 3 s. 96. Leire er normalt meget telefarlig.

#### – Silt

Siltmaterialers bæreevne kan variere en god del avhengig av geologisk opprinnelse og histore. Bæreevnen kan økes betydelig ved forbelastning og komprimering. Konsolideringen vil skje raskere enn i leire.

Silt er særlig ømfintlig for erosjon. Ved graving i silt under grunnvannsnivå oppstår ofte vanskeligheter med stabilitet av skråninger og liten bæreevne i byggegropen. Siltmasser er lett å grave ut, men vanskelig å håndtere ved oppbygging av fyllinger, spesielt under nedbør.

Silt kan brukes i vegfyllinger dersom massene kan komprimeres tilfredsstillende mens utleggingen pågår, men er ellers mest egnet til motfyllinger o.l., se kapittel 3.

Siltmasser er alltid meget telefarlige.

#### – Sand

Bæreevnen for sand er sterkt avhengig av korngraderingen. En ensgradert sand er mindre stabil enn en velgradert.

Ved utgraving av sand under grunnvannstand kan hydraulisk grunn-

brudd oppstå. Sanden mister da sin bæreevne (kvikksand). Hydraulisk grunnbrudd motvirkes ved avskjærende drenering, pumping e.l.

Ved høyt finstoffinnhold kan sand være telefarlig.

#### – Morene

Morene vil ha forskjellige egenskaper alt etter hvilken fraksjon som er dominerende, men vil som oftest være fast lagret. De fleste morener er telefarlige.

#### – Torv

Torv har oftest høyt vanninnhold, liten bæreevne og gir stor deformasjon under belastning. Ved vegbygging i områder der torvlaget er relativt tynt og jevntykt behøver ikke dette å skape spesielle setningsproblemer.

På myrområder der torvtykkelsen er stor eller ujevn, må man regne med framtidige ujevne setninger. Slike setninger vil ved oppretting ofte forsterkes p.g.a tilleggslastning ved oppretting. Avhengig av de krav som stilles til vegens standard, kan det derfor være aktuelt å vurdere alternativer som masseutskiftning, fundamentering til fast grunn, bru, oppbygning med lette fyllmasser etc.

### Referanser

1. *Nystuen, J.P.* (1972). Mineralogi og petrografi. (del av kurset GL ved Norges Landbrukshøyskole). Landbruksbokhandelen/Universitetsforlaget, ÅS-NLN/Oslo.
2. *Statens vegvesen* (1979). Laboratorieundersøkelser. Håndbok nr. 014, Vegdirektoratet Veglaboratoriet, Oslo. 294 s.
3. *Oftedal, Chr.* (1974). Norges Geologi. Tapir/Trondheim.
4. *Selmer-Olsen, R.* (1977). Ingeniørgeologi. Del 2. De løse jordlag. Tapir/Trondheim.
5. *Skjeseth, S. et al.* (1974). Norge blir til. Norges geologiske historie. Schibsted/Aftenposten-A-magasinet.
6. *Østerås, T.* (ca 1976). Innføring i kvartærgeologi, med kort tillegg om jordsmonn av Olav Prestvik. Universitetsforlaget, Oslo.

# Kapittel 2

## FROSTSIKRING

<b>A. Frostproblemer</b> .....	33
1. TELESKADER .....	33
2. TELEHIV OG ISKJØVING .....	33
3. BÆREEVNE I TELELØSNINGEN .....	35
4. RISIKO FOR GJENNOMFRYSING – FROSTMENGDE .....	36
<b>B. Jordarters telefarlighet</b> .....	37
<b>C. Vurdering av behov for frostsikring og valg av frostsikringsmetode</b> .....	38
1. BEHOV FOR FROSTSIKRING .....	39
2. VALG AV FROSTSIKRINGSMETODE .....	39
<b>D. Frostsikring av veg</b> .....	40
1. FROSTSIKRING MED SAND, GRUS OG STEINMATERIALER .....	40
a. Anvendelsesmuligheter .....	40
b. Materialkrav .....	41
c. Frostmessig dimensjonering .....	41
d. Bæreevnemessig dimensjonering .....	41
2. FROSTSIKRING MED BARK .....	41
a. Anvendelsesmuligheter .....	41
b. Materialkrav .....	41
c. Frostmessig dimensjonering .....	42
d. Bæreevnemessig dimensjonering .....	42
e. Anleggsteknisk utførelse .....	43
3. FROSTSIKRING MED ISOLASJON .....	43
a. Anvendelsesmuligheter .....	43
b. Materialkrav .....	44
c. Frostmessig dimensjonering .....	45

d. Bæreevnemessig dimensjonering.....	46
e. Anleggsteknisk utførelse.....	46
f. Isingsfare.....	46
4. UTKILING.....	47
a. Utkiling ved variasjon i undergrunnen.....	47
b. Utkiling fra isolert til uisolert område.....	48
<b>E. Frostsikring av kulvert, undergang, støttemur og brufundament.....</b>	<b>50</b>
1. AKTUELLE FROSTSIKRINGSMATERIALER.....	50
2. FROSTMESSIG DIMENSJONERING.....	51
a. Kulvert og undergang.....	51
b. Støttemur.....	54
c. Brufundament.....	55
<b>F. Midlertidig vinterdekking.....</b>	<b>55</b>
1. DIMENSJONERENDE FROSTHENGDE.....	55
2. BESTEMMELSE AV ISOLASJONSTYPE OG TYKKELSE.....	56
3. UTLEGGING AV ISOLASJONSLAGET.....	57
<b>G. Tabellverk for frostsikring.....</b>	<b>57</b>
1. TABELLVERK.....	58
2. EKSEMPLER PÅ FROSTSIKRING.....	58
<b>Referanser.....</b>	<b>60</b>

## 2. FROSTSIKRING

En vegoverbygning dimensjoneres normalt slik at bæreevnen er sikret i teleløsningsperioden. Avhengig av vegens standard og faren for ujevne telehiv kan det være aktuelt å frostsikre veger. Veger som er frostsikret med isolasjonsmaterialer medfører tynnere overbygninger, redusert grusforbruk samt grunnere grøfter i relasjon til veger frostsikret med konvensjonelle materialer. Ved brufundamenter, støttemurer, kulverter o.l. kreves det alltid at frosten ikke skal forårsake skade.

### A. Frostproblemer

#### 1. TELESKADER

Skader som oppstår ved frysing og tining av jord skyldes at

- jordmassen fryser om vinteren, danner islinser og ekspanderer. Dette kan føre til skader på konstruksjoner og ujevne telehiv på veger
- jordmassen tiner om våren. Islagene gir vannoverskudd som medfører at bæreevnen avtar i teleløsningsperioden.

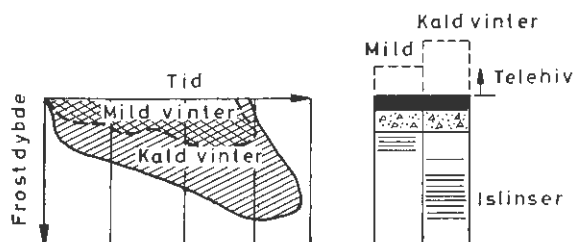
Skadens art og omfang varierer med konstruksjonstype, klimatiske betingelser og grunnforhold.

#### 2. TELEHIV OG ISKJØVING

Porevannet i jordartene får en volumøkning på 9% når det fryser. I grovkornige jordarter fryser vannet i porene, telehivingen er ubetydelig, og jordarten betegnes som ikke telefarlig. I finkornig jord oppstår det imidlertid ekspansjon/telehiv som langt overstiger det som kan tilskrives volumøkning ved frysing av jordartens porevann. Når slik telefarlig jord

## KAPITTEL 2

fryser, oppstår det et undertrykk (sug) ved isfronten. Dette suget medfører at det strømmer vann opp mot isfronten fra massene under. Tilstrømmende vann fryser ofte ut i rene lag av is. Islagens tykkelse og antall gjennom en vinter avhenger av jordartens korngradering, tilgang på vann og selve frostpåkjenningen.



Figur 1. Frostnedtrengning, islagdannelse og telehiv i en mild og en kald vinter (prinsippskisse).

I en mild vinter er frostdybden liten og isakkumuleringen foregår like under overflaten. En kald vinter resulterer i dypere liggende islinser da øverste del fryser ut så hurtig at islinser ikke får tid til å vokse i tykkelse.

Iskjøving og ekstremt store telehiv kan oppstå ved særlig god tilgang på vann, f.eks. i halvskjæring, i masser som normalt er karakterisert som lite eller ikke telefarlige. Iskjøving kan kun løses ved effektiv drenering.

Telehiv og iskjøving kan bekjempes på forskjellige måter:

- Drenering er effektiv mot iskjøving ved å avskjære vanntilførsel i horisontale lag eller ved vanntilførsel fra skråninger, skjæringar etc.
- Dypdrenering er bare effektiv i grov silt. I skrånende terreng kan dypdrenering være et effektivt middel for avskjæring av vanntilførsel
- Frostakkumuleringer av grus, sand, stein eller bark (evt. torvballer eller sagflis) kan eliminere telehiv
- Varmeisolerende lag av isolasjon kan eliminere telehiv. Metoden er effektiv og er mye anvendt
- Belastning på konstruksjoner nedsetter telehivet, men da telekrefte kan bli meget store, 100–1000 kN/m<sup>2</sup> er metoden lite aktuell
- Armering av asfaltdekke med stål kan brukes for å hindre langsgående sprekker om vinteren, men hindrer ikke telehiv

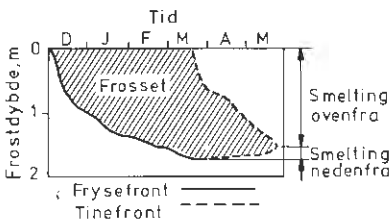


### 3. BÆREEVNE I TELELØSNINGEN

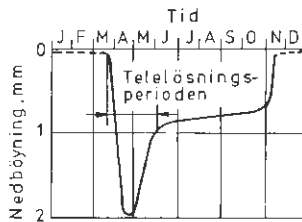
Bæreevnen i finkorning jord varierer med

- jordartstype
- vanninnhold
- lagringstetthet
- temperaturforhold
- belastningsflatens form og størrelse

Opptiningen i en veg foregår hovedsakelig ovenfra og varer 40-60 døgn, se figur 2. Smeltevann som frigjøres ved tining ovenfra har vanskeligheter med å slippe bort så lenge massene under er frosset. Dersom materialene i vegoverbygningen er vannømfintlige, fører dette til en vesentlig reduksjon i overbygningens bæreevne.



Figur 2. Eksempel på fryse- og tinefront i en veg.



Figur 3. Eksempel på nedbøyning på en veg over året.

Figur 3 viser et eksempel på årstidsvariasjoner for nedbøyning med Benkelmansbjelke på en veg. Nedbøyningen gir et uttrykk for vegens bæreevne.

En langsom opptining er mer gunstig bæreevнемessig enn en brå tining hvor store vannmengder frigis over kort tid. Etter hvert som overskuddsvannet dreneres bort, øker jordartens bæreevne utover sommeren og høsten. Basert på de erfaringer man har med de ulike materialer med hensyn til bæreevnen i teleløsningsperioden, deles materialene inn i bæreevnegrupper fra I til VI, se figur 4.

KAPITTEL 2

Bæreevne- gruppe	Materiale	Telefarlig- hetsgruppe
I	Fjellskjæring, steinfylling	T1
II	Grus	
III	Sand, velgradert Sand, ensgradert	
IV	Grus med litt finstoff Sand med litt finstoff Morene med litt finstoff	T2
V	Grus med meget finstoff Sand med meget finstoff Morene med meget finstoff	T3
VI	Silt Leire	T4/T3

Figur 4. Klassifisering av undergrunnen i bæreevnegrupper (telefarlighetsgrupper, se figur 6 s. 37).

#### 4. RISIKO FOR GJENNOMFRYSING – FROSTMENGDE

Frostmengden varierer fra år til år, og dimensjonerende frostmengde må fastsettes ut fra hvilken risiko for overskridelse i et enkeltår som kan aksepteres, f.eks. 50%, 20%, 10% og 1% som vist i figur 5.

Frostmengde	Sannsynlighet for overskridelse i et enkeltår	Tilsvarende tykkelse på frostsikringslag
$F_2$	50%	$h_2$
$F_5$	20%	$h_5$
$F_{10}$	10%	$h_{10}$
$F_{100}$	1%	$h_{100}$

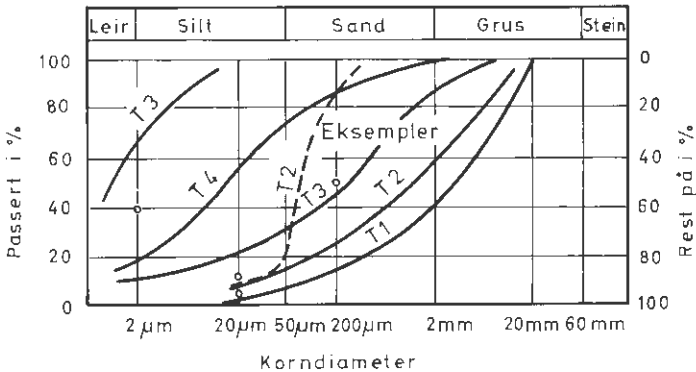
Figur 5. Valg av dimensjonerende frostmengde etter risikonivå.

## B. Jordarters telefarlighet

Jordarters telefarlighet (bæreevne) klassifiseres på grunnlag av materialets korngradering. Gjennomgangen tilsvarende korndiametrene 2, 20 og 200  $\mu\text{m}$  er utslagsgivende, se figur 6. Jordartene inndeles i 4 grupper etter bæreevneegenskapene i teleløsningsperioden.

Telegruppe	Av materiale $\leq 19 \text{ mm}$		
	Materiale, masse — %		
	$< 2 \mu\text{m}$	$< 20 \mu\text{m}$	$< 200 \mu\text{m}$
Ikke telefarlig T1		$< 3$	
Litt telefarlig T2		3–12	
Middels telefarlig T3	*	$> 12$	$< 50$
Meget telefarlig T4	$< 40$	$> 12$	$> 50$

\*Jordarter med mer enn 40%  $< 2 \mu\text{m}$  regnes som middels telefarlig T3.



Figur 6. Telefarlighetsklassifisering.

Grunnforhold	Årsdøgntrafikk ÅDT	Veg med bitum.dekke			Veg med betongdekke		Merknad
		steinmat.	bark	isolasjon	steinmat.	isolasjon	
A Sterkt varierende grunnforhold. Store, ujevne telehivinger er ventet	under 1000	B	B	B	-	-	$h_2$ etc. er forklart på s. 36
	1000-10000	$h_5$ , max 1,5 m	$h_5$	$h_{10}$	$h_5$ , max 1,5 m	$h_{10}$	
	over 10000	$h_{10}$ , max 1,8 m	$h_{10}$	$h_{10}$	$h_{10}$ , max 1,8 m	$h_{10}$	
B Noe varierende grunnforhold. Endel ujevne telehivinger er ventet	under 1000	B	B	B	-	-	Verdier for $h_2$ , $h_5$ og $h_{10}$ er gitt i fig. 24, s. 61
	1000-10000	B	B	B	$h_2$ , max 1,2 m	$h_{10}$	
	over 10000	$h_5$ , max 1,5 m	$h_{10}$	$h_{10}$	$h_5$ , max 1,5 m	$h_{10}$	
C Forholdsvis homogene grunnforhold. Bare små, ujevne telehivinger er ventet	under 1000	B	B	B	-	-	B angir at bæreevnemessig dim. ansees tilfredsstillende
	1000-10000	B	B	B	B	B	
	over 10000	$h_2$ , max 1,2 m	$h_2$	$h_{10}$	$h_2$ , max 1,2 m	$h_{10}$	

Figur 7. Veiledning ved valg av dimensjonerende tykkelse for frostsikringslag i veg.

## 1. BEHOV FOR FROSTSIKRING

Behovet for frostsikring vurderes i forhold til vegens standard og de teletekniske forhold i undergrunnen.

I figur 24 s. 61 er det for alle kommuner gitt verdier for tykkelsen av frostsikringslaget,  $h_2$ ,  $h_5$ ,  $h_{10}$ , og  $h_{100}$  for forskjellige frostsikringsmetoder. Valg av tykkelse på frostsikringslaget er gitt i figur 7.

## 2. VALG AV FROSTSIKRINGSMETODE

Følgende frostsikringsmetoder er aktuelle ved frostsikring av veg og konstruksjoner:

- *Varmeavgivelse ved utfrysing av vann.* For grus, sand eller steinmaterialer kan transportkostnadene bli høye dersom materialene ikke finnes i linjen eller i nærheten. Bark er billig i innkjøp og transport, men finnes ikke tilgjengelig overalt.
- *Isolasjon av undergrunnen.* Ved å utnytte magasinert sommervarme kan overbygningstykkelsen reduseres endog i forhold til det som tilsvarer sikring av bæreevnen for en konvensjonelt bygget veg. Transportkostnadene er lave, men materialprisen er høy. Nær full frostsikring er påkrevet. Isolasjonslaget kan gi en glatt vegbane.
- *Varmetilførsel.* Som regel benyttes elektriske kabler. Driftskostnadene kan være høye og tilsier bruk bare i helt spesielle tilfeller.

Figur 8 gir en veiledning ved valg av frostsikringsmateriale ved ulike konstruksjonstyper. For isolasjonsmaterialer er angitt minstetykkelser som skal sikre mot at fuktoptak reduserer isolasjonseffekten vesentlig. For veger og mindre kulverter og støttemurer er 40 år valgt som fuktteknisk levealder. For større kulverter og støttemurer samt underganger og brufundamenter er 100 år forutsatt. Med fuktteknisk levealder menes den tid det, under ugunstige forhold, vil ta før isolasjonseffekten er halvert.

## KAPITTEL 2

		Frostsikringsmaterialer:					
		Frostakkum. mat.		Isolasjonsmaterialer			
		Sand, grus, steinmat.	Bark	Polystyren,		Skumglas T2	Lettklinker
				ekstrudert	ekspandert		
		Styrodur Styrofoam etc.	Isopor Monoplast Sundolitt etc.	Foamglas T2	Leca		
Konstruksjon	veg	E	E	E (min. 45 mm)	EK (min. 120 mm)	EK	EK
	kulvert d < 2,5 m	E	E	E (min. 45 mm)	EK (min. 120 mm)	EK	EK
	kulvert d > 2,5 m	E	U	E (min. 75 mm)	U	E	E
	støttemur h < 2,5 m	E	U	E (min. 45 mm)	EK (min. 120 mm)	EK	EK
	h > 2,5 m	E	U	E (min. 75 mm)	U	E	E
	undergang	E	U	E (min. 75 mm)	U	E	E
	brufundament	E	U	U	U	E	E

E egnet  
 U uegnet  
 EK egnet, men normalt for kostbart

Figur 8. Aktuelle frostsikringsmaterialer. For noen isolasjonsmaterialer er angitt krav til minstetykkelse av hensyn til fuktopptak.

### D. Frostsikring av veg

#### 1. FROSTSIKRING MED SAND, GRUS OG STEINMATERIALER

##### a. Anvendelsesmuligheter

Sand, grus og stein er aktuelle å bruke når materialene kan tas fra veglinjen eller når det er kort transportavstand.

### **b. Materialkrav**

Det rettes de samme materialkrav til frostsikringslaget som til forsterkningslaget, men det er ingen krav til graderingstallet. Av hensyn til utleggingen bør dette likevel være  $> 5$ .

### **c. Frostmessig dimensjonering**

For valg av tykkelse på frostsikringslaget, se figur 7 s. 38. Figur 24 s. 61 angir hvilke totaltykkelser som er nødvendig for de enkelte kommuner. Der det er store forskjeller i frostmengden innen en kommune er det kommunesenterets frostmengde som er oppgitt.

### **d. Bæreevnmessig dimensjonering**

Ved frostsikring med grus og steinmaterialer vil totaltykkelsen normalt bli større enn det som er nødvendig for å sikre bæreevnen. Ved å betrakte frostsikringslaget som undergrunn kan imidlertid forsterkningslaget reduseres eventuelt sløyfes ved at tykkelsen på frostsikringslaget økes tilsvarende.

## **2. FROSTSIKRING MED BARK**

### **a. Anvendelsesmuligheter**

Bark er mest aktuelt ved nybygging på grunn av den overbygningstykkelsen som kreves over et barklag. Bark har god lastfordelende evne. Den kan derfor med fordel benyttes der undergrunnen er bløt, og hvor spesielle tiltak på grunn av dette likevel er aktuelt. Ved dårlig grunnforhold kan bark dempe trafikkrystelsene for nærliggende bebyggelse.

### **b. Materialkrav**

Både gran- og furubark kan benyttes til frostsikring. Etter omvandlingsgraden inndeles bark i 5 klasser:

## KAPITTEL 2

B1 Fersk bark: lys, spenstig

B2 Forholdsvis fersk bark: vissen, slapp

B3 Noe omvandlet bark: slapp, sleip, god fiberstyrke

B4 Omvandlet bark: liten fiberstyrke, grøtaktig i vannmettet tilstand

B5 Sterkt omvandlet bark: mørk brun til svart, liten eller ingen fiberstruktur

Barken må være ren, uten forurensning av telefarlig materiale, søppel, is, snø eller annet. Til vegformål brukes helst bark av klasse B2 og B3.

Avløpsvann fra bark kan gi forurensning av omgivelsene. I et bebygget område eller der det er drikkevann i nærheten, må man derfor vise forsiktighet med bruk av bark. Der det er grunnvannsbrønner i nærheten bør disse kartlegges. Avrenning og drensssystemene bør planlegges i forhold til områder som skal motta barkvannet. Barkvann gir økt «begroing» i grøfter, elver etc.

### c. Frostmessig dimensjonering

Man utnytter den varmemengde som frigjøres når vannet i barken fryser til is. Et viktig forhold ved bruk av bark er at en frostteknisk underdimensjonering ikke får bæreevnemessige konsekvenser. Barklaget har dessuten en god evne til å redusere ujevne telehiv på grunn av lagets fasthet i frossen tilstand.

For valg av tykkelse på barklaget, se figur 7 s. 38. I figur 24 s. 61 finnes tykkelsen på barklaget for de enkelte kommuner. Av anleggstekniske årsaker bør minste barklagstykkelse settes til 0,25 m.

### d. Bæreevnemessig dimensjonering

Figur 7 s. 114 viser nødvendig overbygningstykkelse over et barklag. Bark betraktes som undergrunn i bæreevnegruppe V.

Dersom barklaget er under 0,5 m, kan forsterkningslaget reduseres med 50 evt. 100 mm ved henholdsvis 0,4 og 0,3 m barktykkelse.



Dersom overbygningstykkelsen over barklaget er vesentlig større enn 0,5 m, vil figur 24 s. 61 gi et noe overdimensjonert barklag. En mer eksakt dimensjonering kan da foretas ved hjelp av figur 11, ref. (1).

Over barklaget må det legges et min. 200 mm sand eller gruslag for å hindre at barken brytes ned ved oksygentilførsel. På sidene dekkes barken med tette masser.

### **e. Anleggsteknisk utførelse**

Bark er ikke særlig utsatt for nedbrytning. Det er derfor ingen fare for at barklaget skal råtne og forårsake skade på vegen.

Toleranser for høyder på under- og overkant av et barklag er  $\pm 50$  mm.

Ved riktig komprimering i vegen trykkes barken sammen til omtrent halvparten av transportvolumet.

Normalt kan en 6t doser utføre komprimeringen ved kontinuerlig kjøring på barklaget med minst 6 passeringer. Ytterligere komprimering med statisk slepevals ( $> 3,5$  tonn) bør utføres dersom barken er ekstra tørr eller om den er vanskelig å komprimere. Tørr bark bør vannes og fortrinnsvis lagres før bruk.

I anleggstiden må trauet holdes drenert fordi bark ikke lar seg komprimere i vann. Også i ferdig veg skal barklaget ligge drenert fordi mulighetene for forurensning fra barken da er minst.

## **3. FROSTSIKRING MED ISOLASJON**

### **a. Anvendelsesmuligheter**

Frostsikring med isolasjon er egnet både ved bygging av nye veger og ved forsterkning eller utbedring av eksisterende veger. Isolerte veger medfører tynnere overbygninger, redusert grusforbruk samt grunnere grøfter i forhold til frostsikre veger av sand/grus/stein.

Ved nye veger legges isolasjonsmaterialet normalt nederst i vegkonstruksjonen, enten direkte på undergrunnen eller med et avrettingslag under isolasjonsplatene.

Ved utbedring av eksisterende veg kan ofte en løfting av vegen tillates.

KAPITTEL 2

Ved bruk av isolering legges platene da direkte på den gamle vegbanen. Platene bør klebes til det eksisterende vegdekket med en bitumenemulsjon eller en varm bitumen. Større ujevnheter i vegdekket rettes opp med 0–4 mm eller 0–8 mm steinmateriale før platene legges.

Når vegen ikke kan heves, graves platene ned i den eksisterende overbygningen. Dersom en del av den gamle overbygningen blir liggende under platene, kan frosten tillates å trenge gjennom hvis materialene ikke er telefarlige. Tykkelsen på isolasjonen kan da reduseres noe, se figur 16 ref. (1).

**b. Materialkrav**

Kravet til platenes trykkfasthet vil avhenge av grusoverdekningen:

- min 200 mm: 350 kN/m<sup>2</sup>
- min 300 mm: 150 kN/m<sup>2</sup>

Materiale	Densitet, tørr, ca. $\rho_d$ kg/m <sup>3</sup>	Trykkfasthet (5% def.), $\sigma_5$ kN/m <sup>2</sup>	Varmelednings- evne (tørt) ved $\pm 5^\circ\text{C}$ , W/mK
Lettklinker Leca bulk Leca sekk	400		0,12
Ekspandert polystyren (Isopor, Sundolitt Monoplast m.fl.)	{ 20 30 40	{ 100 150 250	0.033
Ekstrudert polystyren Styrofoam HI 50 Styrofoam RM Styrofoam HD 300 Styrodur 3000 Styrodur 4000 Styrodur 5000	40 35 50–60 30 40 60	350 250 700 300 400 800	0,025
Skumglass Foamglas T2 Foamglas S3	125 135	450 600	0,047

Figur 9. Isolasjonsmaterialers densitet, trykkfasthet og varmelednings-  
evne.

Avhengig av hvordan isolasjonsmaterialet benyttes stilles det krav til

- trykkfasthet, definert som trykkfastheten ved 5% deformasjon,  $\sigma_5$  (50 x 50 x 50 mm prøve)
- bestandighet, kjemisk og mekanisk
- motstand mot oppfukting, fuktteknisk levealder, definert som den tid det tar før isolasjonsevnen er halvert

Viktige data for egnede isolasjonsmaterialer er gitt i figur 9.

Isolasjonsmaterialer i en vegkonstruksjon vil gjennom året utsettes for varierende temperatur og vanndamptrykk. Dette forårsaker fuktvandring inn og ut i materialet. Bortsett fra skumglass, opptar isolasjonsmaterialer fuktighet med tiden.

Fuktopptaket i et isolasjonsmateriale reduseres vesentlig ved økende platetykkelse, og det er angitt minstetykkelser for de ulike materialer avhengig av konstruksjonstype, se figur 8 s. 40. Ved å benytte disse tykkelser er man sikret at isolasjonsevnen ikke vil reduseres mer enn 50% i løpet av den fukttekniske levealder som er angitt for konstruksjonen. I praksis vil det si at frostsikringsmaterialet ved utløpet av denne tiden fremdeles vil isolere godt nok for en midlere vinter.

### c. Frostmessig dimensjonering

Isolasjonstykkelse mindre enn det som tilsvarer  $h_{10}$  bør ikke brukes ved dimensjonering av isolerte konstruksjoner i jord, såfremt ikke problemet med redusert bæreevne ved gjennomfrysing er tatt vare på, se pkt. d, s. 46.

For valg av tykkelse på frostsikringslaget, se figur 7 s. 38. I figur 24 s. 61 er det for alle kommuner i landet angitt hvilke isolasjonstykkelser som er nødvendige avhengig av den dimensjonerende frostmengde som legges til grunn.

På grunn av faren for fuktopptak kontrolleres at isolasjonsmaterialet har en tykkelse som sikrer konstruksjonen i en viss levealder, se figur 8 s. 40.

Veger i meget kalde områder (stor frostmengde) kan ofte med fordel frostsikres ved at isolasjon og bark kombineres. Et 200–250 mm tykt barklag legges da under et isolasjonslag med minstetykkelse som angitt i figur 8 s. 40.

#### **d. Bæreevnemessig dimensjonering**

Dimensjonering av overbygningen for en isolert veg på undergrunn av leire eller silt utføres etter bæreevnegruppe IV. Bæreevnegruppe III brukes når det er middels til litt telefarlige materialer i undergrunnen, se figur 7 s. 114.

Bruk av så tynne gruslag som 200 mm over isolasjoner krever stor nøyaktighet under utleggingen. Grustykkelser på 250 eller 300 mm bør derfor normalt brukes.

Ved bruk av isolasjonsplater må faren for ising vurderes, kfr. pkt. f. nedenfor.

#### **e. Anleggsteknisk utførelse**

Tillatt avvik i teoretisk høyde:  $\pm 50$  mm. Krav til jevnhet på planum: 20 mm med 3 m rettholt.

Platene bør legges uten sprekker. Sprekker på opptil 5–10 mm kan unntaksvis tolereres. Ved utlegging av gruslaget over platene må det påses at doseren ikke forskyver platene. Større sprekker kan føre til telehiv konsentrert om platesprekkene.

Isolasjonsplater bør ikke legges i to lag.

Anleggstrafikken kan først settes på når overdekningen over platene er stor nok i forhold til platenes trykkfasthet, kfr. pkt. b, s. 44.

Ved avkjørsel som er forutsatt brøytet, bør isolasjonsplatene føres minst ca. 2 m ut i denne.

Når bærelaget legges rett på platene skal dette bestå av velgraderte materialer, som må tilfredsstillende kravene til bærelag. Isolerte veger er mer ømfintlige overfor bærelagsgrus som er ustabil enn konvensjonelle veger. Særlig gjelder dette når bærelaget er 200–250 mm og ligger rett på platene. Bærelag av pukkk må ikke benyttes rett på plater.

Kravene til komprimering er som for konvensjonelle veger.

#### **f. Isingsfare**

Bruk av isolasjonsplater kan øke isingen på vegoverflaten på høstparten. Isingstendensen vil minske med økende overbygningstykkelse, økende

fuktinnhold i grusen over platene og med minkende isolasjonstykkelse. Særlig er fuktinnholdet viktig. Der er derfor en fordel å bruke grus med et finstoffinnhold som ligger opp mot det tillatte.

Oppbygningen av vegen på tilstøtende strekninger har betydning for om isingen på den isolerte strekningen relativt sett oppfattes som stor eller liten. Mot en veg som er bygget opp kun av sand eller grus bør derfor gruslaget over isolasjonsplatene være min. 250–300 mm. Mot en veg som er bygget opp av kult eller pukk bør tilsvarende grustykkelsen være min. 200–250 mm. Isolerte strekninger bør ikke avsluttes i eller nær kurver.

For en veg med betongdekke bør den totale overbygningstykkelsen over isolasjonsplatene være minst 350 mm.

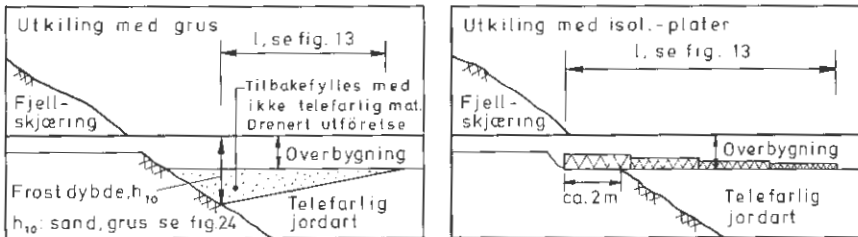
På steder hvor isingsfaren ansees å være særlig stor pga. vegens beliggenhet (nær vann, i skygge m.v.) bør isolasjon ikke benyttes.

I tunneler vil man ikke få isingsproblemer pga. nedsatt dekketemperatur fordi utstrålinger fra vegoverflaten hindres.

#### 4. UTKILING

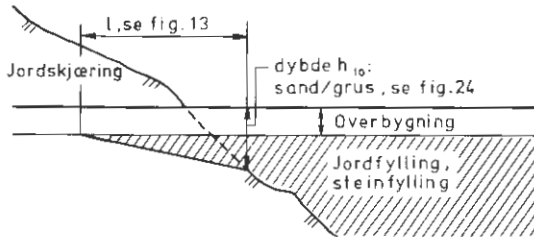
##### a. Utkiling ved variasjon i undergrunnen

For å unngå ujevn telehiving ved overgang mellom fjell og telefarlig jord, skal det utføres en drenert utkiling med ikke-telefarlige materialer, som vist på figur 10.



Figur 10. Overgang fjellskjæring – telefarlig grunn eller underbygning.

Ved overgang mellom skjæring og fylling i telefarlig jord, utføres utkilingen med det materialet fyllingen er bygget opp av. En slik utforming bidrar også til å redusere ujevnhetene i overgangen fra jordskjæring til steinfylling som følge av setning i fyllinger, se figur 11.



Figur 11. Overgang jordskjæring – steinfylling.

### b. Utkiling fra isolert til uisolert område

Ved avslutning av en isolert strekning vil det være behov for en gradvis overgang mot konvensjonell veg for å unngå for stort sprang i telehiv. Utkiling med isolasjonsplater utføres enten ved at platetykkelsen avtrappes gradvis mot uisolert veg eller ved at plater med lik tykkelse legges med gradvis større mellomrom, figur 12 s. 49. Isolasjonen dekker derved et stadig mindre areal. Det kan brukes platetykkelser som er mindre enn de minstetykkelser som er gitt i figur 8 s. 40.

Utkiling med isolasjonsplater gir ikke alltid et like godt resultat. Kan isolasjonsmaterialer i ulike tykkelser skaffes vil en utkiling etter type I eller II (trappeutkiling) være å foretrekke fremfor type III (sjakkbrettutkiling).

Dersom en isolert strekning kan avsluttes inne på et ikke telehivende område, uten bruk av utkiling med isolasjonsplater, vil dette normalt være den beste løsningen.

**I ENKEL TRAPPEUTKILING**

Isol. tykkelse isol. veg, mm	Isolert tykkelse i utkilingsområdet, mm (4 like lange felt)					Ikke isol. område
50	40	30	20	20/0	—	
60	40	30	20	20/0	—	
70	50	40	30	20	—	
80	60	40	30	20	—	
100	80	60	40	20	—	

Eksempel: 1) utkilingslengde l (fra fig. 13)

↑ vegdekke ↓	50 50 50 40 40 40 40 30 30 30 30 20 20 20 20 20 20 20	
	50 50 50 40 40 40 40 30 30 30 30 20 20 20 20 20 20 20	
	50 50 50 40 40 40 40 30 30 30 30 20 20 20 20 20 20 20	
	50 50 50 40 40 40 40 30 30 30 30 20 20 20 20 20 20 20	
	50 50 50 40 40 40 40 30 30 30 30 20 20 20 20 20 20 20	
	50 50 50 40 40 40 40 30 30 30 30 20 20 20 20 20 20 20	

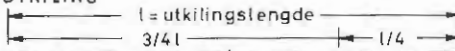
**II BLANDET TRAPPEUTKILING**

Isol tykkelse isol. veg, mm	Isolert tykkelse i utkilingsområdet, mm (4 like lange felt)					Ikke isol. område
50	40	40/20	20	20/0	—	
60	60/40	40	40/20	20	—	
70	70/40	40	40/20	20	—	
80	80/40	40	40/20	20	—	
100	100/40	40	40/20	20	—	

Eksempel: 1) utkilingslengde l (fra fig. 13)

↑ vegdekke ↓	50 50 50 40 40 40 40 20 40 20 40 20 20 20 20 20 20 20	
	50 50 50 40 40 40 40 20 40 20 40 20 20 20 20 20 20 20	
	50 50 50 40 40 40 40 20 40 20 40 20 20 20 20 20 20 20	
	50 50 50 40 40 40 40 20 40 20 40 20 20 20 20 20 20 20	
	50 50 50 40 40 40 40 20 40 20 40 20 20 20 20 20 20 20	
	50 50 50 40 40 40 40 20 40 20 40 20 20 20 20 20 20 20	

**III SJAKKBRETTUTKILING**



Område med 100% platedekning	Område med gradvis reduksjon i platedekningen fra 90% til 50%	Område med 50% platedekn.	Ikke isolert område
------------------------------	---	---------------------------	---------------------

Eksempel: 1)

↑ vegdekke ↓	60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60	
	60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60	
	60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60	
	60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60	
	60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60 60	

50 = 50mm plate etc. 1) Platene som er tegnet inn i eksemplene er ikke ment å skulle gi et inntrykk av platestørrelsen, men kun platetykkelsen og leggemåten.

Figur 12. Eksempler på utførelse av utkiling med isolasjonsplater.

## KAPITTEL 2

Ved utkiling med plater i lik størrelse, er det en forutsetning at plateformatet ikke er for stort. Helst bør det ikke være over ca. 0,5 x 1,0 m.

Veiledning ved valg av utkilingsslengde er gitt i figur 13.

Dim. hastighet, km/h	Utkilingsslengde l,m
40	10
60	15
80	20

*Figur 13. Veiledning ved valg av utkilingsslengde ved frostsikring av kulvert og ved overgang fra ikke frostsikret til frostsikret veg*

Ved isolering av lokale telehiv i ellers lite telehivende områder, kan utkilingen reduseres eller sløyfes helt. Dette avgjøres på basis av nivellament som viser at man har lite telehiv utenfor det lokale telehiv.

### **E. Frostsikring av kulvert, undergang, støttemur og brufundament**

Når frosten trenger ned i telefarlige materialer under eller rundt konstruksjoner som kulvert, undergang, støttemur og brufundament, kan de resulterende telekrefter forårsake ødeleggelser på konstruksjonene.

#### **1. AKTUELLE FROSTSIKRINGSMATERIALER**

En oversikt over aktuelle frostsikringsmaterialer er vist i figur 8 s. 40.

- Bark kan virke korroderende på stål- og betongkonstruksjoner. Disse bør derfor beskyttes med påstrykning av bitumen. En 0,10 mm PE-folie kan eventuelt klebes til bitumenlaget. For en rekke konstruksjoner vil bark være uaktuelt på grunn av setningsproblemer, se figur 8 s. 40. Se s. 41 vedr. krav til barkkvalitet.
- Isolasjon. Normalt må man regne med å legge ut et 0–50 mm avrettingslag av sand som underlag for platene. For større konstruksjoner



legges et 50–100 mm lag med magerbetong som om nødvendig avrettes med et tynt sandlag før platene legges.

Det er viktig at platene legges uten sprekker og at de ikke blir forskjøvet senere. På bløt grunn kan det være en fordel å benytte fiberduk mot undergrunnen, i særlig vanskelige tilfeller legges bakhun over duken.

Figur 9 s. 44 gir data for endel isolasjonsmaterialer.

## 2. FROSTMESSIG DIMENSJONERING

For valg av tykkelse på frostsikringslaget, se figur 14. Figur 24 s. 61 gir tykkelser for de enkelte kommuner avhengig av frostsikringsmetoden som velges. Dersom isolasjonsmaterialer benyttes er det særlig viktig å kontrollere minstetykkelsen, se figur 8 s. 40.

Konstruksjon	Valg av tykkelse på frostsikringslaget	Merknader
Kulvert, $d < 0,5$ m	Ingen krav til frostsikring av kulverten	Forklaring av $h_{10}$ og $h_{100}$ se s. 36
Kulvert, $d \geq 0,5$ m	$h_{10}$ . Avh. av $d$ kan tykkelsen reduseres noe, se figur 15 s. 52	
Støttemur, $h < 2,5$ m	$h_{10}$	$h_{10}$ og $h_{100}$ er gitt på s. 61
Støttemur, $h > 2,5$ m	$h_{100}$	
Undergang	$h_{100}$ . Avh. av $d$ kan tykkelsen reduseres noe, se figur 12 s. 55	Isolasjonens minste-tykkelse, se figur 8 s. 40
Brufundament	$h_{100}$	

Figur 14. Veiledning for valg av tykkelse på frostsikringslag

### a. Kulvert og undergang

For kulvert og undergang vil konstruksjonens størrelse virke inn på den nødvendige tykkelsen av frostsikringslaget. Kulverter med diameter  $< 0,5$  m trenger ikke frostsikring.

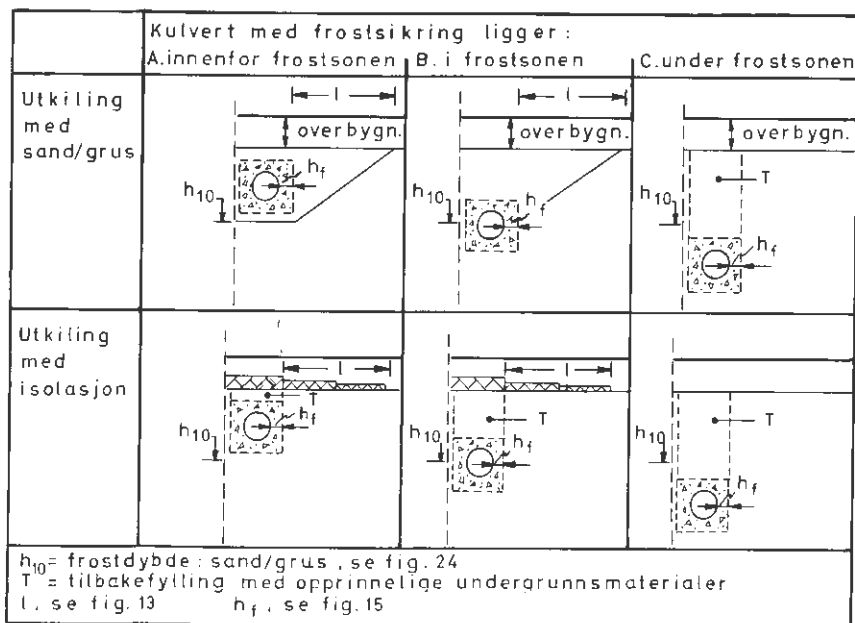
KAPITTEL 2

For større kulverter og underganger vil frosten trenge inn i selve gjennomløpet. Selv om frostbelastningen vil variere noe med gjennomløpets lengde, bør man normalt regne med at frosten virker i hele lengden. Innvirkning av vannføring bør man normalt heller ikke ta hensyn til.

Tykkelsen på frostsikringslaget,  $h_f$ , kan imidlertid reduseres avhengig av gjennomløpets diameter:

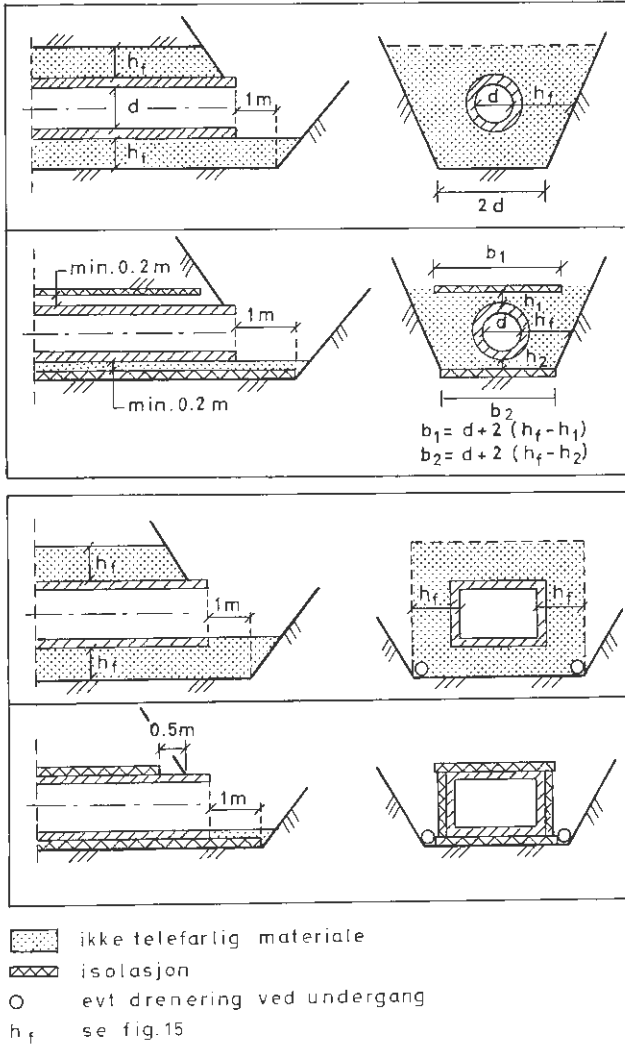
	Største innvendige høyde (bredde), m	Tykkelse på frostsikringslag, $h_f$	Merknad
Kulvert	$d < 0,5$ $0,5 \leq d \leq 1,0$ $1,0 < d$	$h_f = 0$ $h_f = 0,3 \cdot d \cdot h_{10}$ $h_f = (0,3 + 0,1 \cdot d) \cdot h_{10}$	$d$ innsettes med tallverdien i m
Undergang	$d$	$h_f = (0,3 + 0,1 \cdot d) \cdot h_{10}$	$h_{10}$ og $h_{100}$ finnes på s. 61

Figur 15. Nødvendig tykkelse på frostsikringslag for kulverter og underganger, kfr. figur 17 s. 53.



Figur 16. Sikring av kulvert mot ujevn hiving.

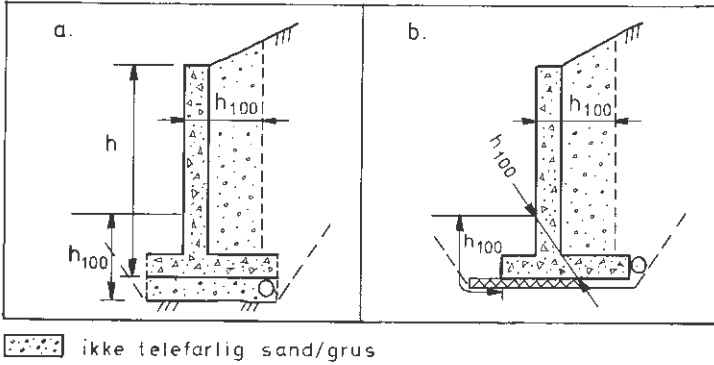
Når kulvert/undergang krysser veg, må vegen sikres mot ujevne telehiv ved hjelp av utkiling, se figur 16 s. 52. Utkilingslengder  $l$  og utførelsesmetoder er vist i pkt. 4, s. 47.



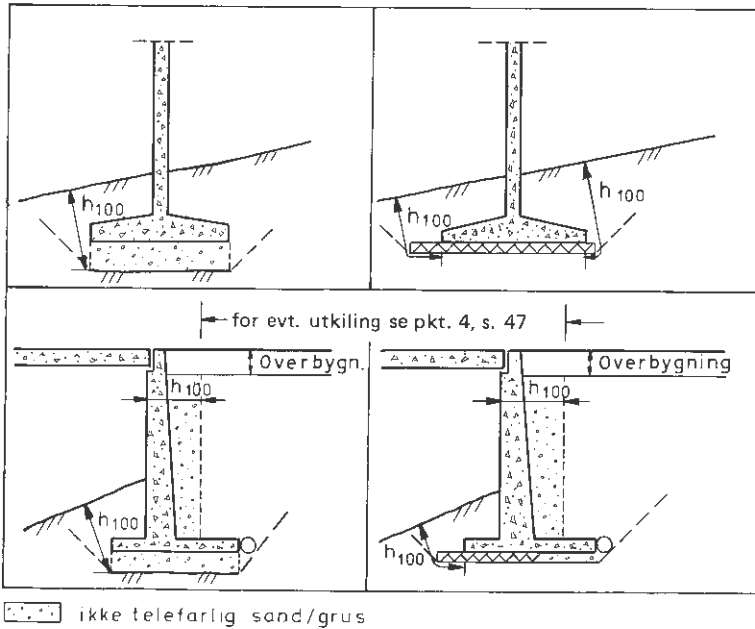
Figur 17. Frostsikring av inn- og utløp ved underganger og bokskulverter.

**b. Støttemur**

Figur 18 viser eksempler på frostsikring av støttemur ved bruk av sand/grus (a) og isolasjon (b). For mindre støttemurer ( $h < 2,5$  m) kan  $h_{10}$  benyttes istedenfor  $h_{100}$ .



Figur 18. Eksempler på frostsikring av støttemur.



Figur 19. Eksempler på frostsikring av brufundament.

### c. Brufundament

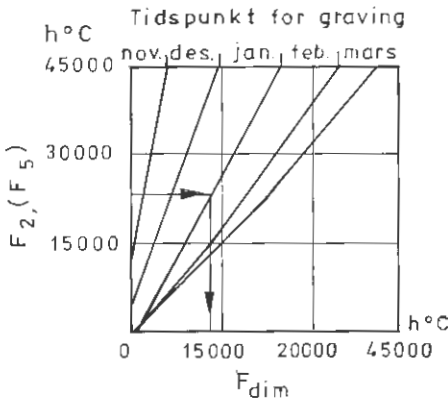
Figur 19 viser eksempler på frostsikring av brukar og pilarfundament ved bruk av sand/grus (a) og isolasjon (b). Ved fundamenter på peler kan evt. isolasjon plasseres over fundamentet, forutsatt at frostens korteste veg til underkant fundament er minst  $h_{100}$ .

## F. Midlertidig vinterdekking

### 1. DIMENSJONERENDE FROSTMENGDE

Frostmengden for hele vintersesongen antas til  $F_2$  eller  $F_5$  (betydningen av  $F_2$  og  $F_5$  er gitt på s. 36) alt etter arbeidets størrelse og den sikkerhet som velges. På s. 463 til 465 er det gitt tallverdier for  $F_2$  og  $F_5$  for alle landets kommuner.

For vinterdekking fram til en bestemt dato i vinterperioden brukes figur 20 til å bestemme dimensjonerende frostmengde  $F_{dim}$  når  $F_2$  eller  $F_5$  er valgt.



Figur 20. Bestemmelse av  $F_{dim}$  ut fra  $F_2$  (evt.  $F_5$ ) og tidspunkt for gravestart.

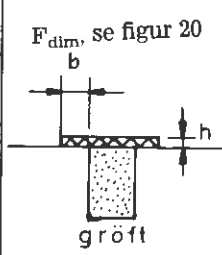
## 2. BESTEMMELSE AV ISOLASJONSTYPE OG TYKKELSE

Aktuelle isolasjonsmaterialer kan være

Materiale	Fordel	Ulempe
halm flis snø vintermatte polystyrenplater	rimelig + lett å legge  god trykkfasthet	medfører mye rusk og avfall, blåser bort lett for å trampes ned, dyr, overflaten må planeres, materialet kan ødelegges. Blåse bort

En viss gjennomfrysing kan tillates alt etter hvilket graveutstyr som disponeres, men mer enn 0,2–0,3 m frostsorpe kan vanskelig brytes med gravemaskin. Med håndredskap kan man bryte inntil ca. 0,1 m froset jordlag.

Nødvendig tykkelse på et isolasjonslag av ekspandert polystyren er vist i figur 21 som funksjon av dimensjonerende frostmengde  $F_{dim}$ , årsmiddeltemperatur  $\vartheta_m$  og tillatt frostdybde på 0,1 evt. 0,3 m.

$F_{dim}, h^{\circ}C$		10 000	20 000		Merknad
Årsmiddeltemperatur $\vartheta_m$ $^{\circ}C$		3–6	3	4–7	
Jordart	Tillatt frostdybde, m	Isolasjonstykkelse h, mm			$F_{dim}$ , se figur 20 
Leire	0,1	40	80	70	
silt	0,3	25	45	40	
Sand, grus	0,1	60	110	100	
	0,3	40	80	70	
Isolasjonsbredde utenfor grøftkant b, m.		0,75			

Figur 21. Isolasjonstykkelse for ekspandert polystyren og nødvendig isolasjonsbredde utenfor grøft.

Nødvendig isolasjonstykkelse for andre materialer finnes ved å multiplisere tallene i figur 21 med en korreksjonsfaktor, se figur 22.

Materiale	Korreksjonsfaktor
halm	4
flis	3
snø, løs	2
vintermatte	1

Figur 22. Korreksjonsfaktor.

### 3. UTLEGGING AV ISOLASJONSLAGET

Når man legger ut isolasjonslaget er det viktig at

- isolasjonen plasseres så tidlig som mulig
- det isolerte felt holdes helt avstengt for trafikk
- isolasjonen må være uskadd og ligge sammenhengende over hele området. Sammenklemt eller våt isolasjon har liten isolasjonsverdi
- isolasjonen sikres mot avblåsing, men for mye «ballast» kan klemme isolasjonen sammen.

## G. Tabellverk for frostsikring

### 1. TABELLVERK

Vedr. vurdering av behov for frostsikring, se figur 7 s. 38. Vedr. valg av frostsikringsmetode, se figur 8 s. 40.

Figur 8 s. 116 gir forslag til overbygguingskonstruksjoner

*Kommentarer til figur 24. Frostsikring med:*

- Grus og steinmaterialer

Figur 24 s. 61–63 angir en overbygningstykkelse som inkluderer vegdekke, bærelag, forsterkningslag og frostsikringslag. Tallverdiene må kontrolleres mot de maksimaltykkelser som er gitt i figur 7 s. 38.

## KAPITTEL 2

### – Bark

Figur 24 gir barktykkelser som tilvarer en overbygningstykkelse over barklaget på ca. 0,5 m. Barklag under 0,25 m bør ikke brukes av anleggstekniske årsaker. Ved dimensjonering av overbygningen settes bark i bæreevnegruppe V, se figur 7 s. 114.

### – Isolasjon

De oppgitte tykkelser må multipliseres med en korreksjonsfaktor,  $K$ , avhengig av isolasjonsmaterialet som brukes, se figur 23.

	Materiale	Korreksjonsfaktor for isolasjonstykkelse $K$
Ekstrudert polystyren	Styrofoam (HI, RM), Styrodur	1.0
Ekspandert polystyren	Isopor, Sundolitt, Monoplast osv.	1.2
Skumglass	Foamglas T2	1.5
Lettklinker	Leca, løs	8.0

Figur 23 Korreksjonsfaktor,  $K$ , for isolasjonstykkelsene gitt i figur 24 s. 61

Isolasjonstykkelsen som fås av figur 24, etter eventuell korreksjon ved hjelp av figur 23 må kontrolleres mot de minstetykkelser som framgår av figur 8 s. 40

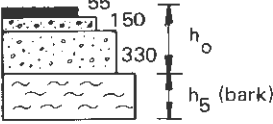
## 2. EKSEMPLER PÅ FROSTSIKRING

### a. Frostsikring av veg med sand/grus

		Se	
		figur	side
Gitt:	Kommune: 0532 Jevnaker		
	ÅDT = 2000		
	Grunnforhold: Sterkt varierende A		
Valg av tykkelse på frostsikringslag = $h_5$		7	38
$h_5 = 2,0$ m		24	61
Maksimal overbygningstykkelse = 1,5 m		7	38
dvs. overbygningstykkelsen blir: 1,5 m			



**b. Frostsikring av veg med bark**

		Se									
		figur	side								
<p>Gitt:      Kommune: 1742 Grong                      ÅDT = 2000                      Dimensjoneringsperiode: 10 år                      Tillatt aksellast: 10 t                      Undergrunn: Leire (men dette innvirker ikke på dimensjoneringen).                      Grunnforhold: Sterkt varierende A</p> <p>Bærelagsmateriale: Grus                      N = 0.4 mill.                      Valg av barktykkelse = <math>h_5</math>                      Barklagets tykkelse, <math>h_5 = 430</math> mm</p> <p>Vegens oppbygning blir:</p> <table border="1"> <tr> <td>Vegdekke</td> <td>55 mm</td> </tr> <tr> <td>Grusbærelag</td> <td>150 mm</td> </tr> <tr> <td>Forst. lag</td> <td>330 mm</td> </tr> <tr> <td><math>h_0</math></td> <td>535 mm</td> </tr> </table>	Vegdekke	55 mm	Grusbærelag	150 mm	Forst. lag	330 mm	$h_0$	535 mm		7	38
	Vegdekke	55 mm									
Grusbærelag	150 mm										
Forst. lag	330 mm										
$h_0$	535 mm										
		24	63								

**c. Frostsikring av veg med isolasjon**

		Se	
		figur	side
<p>Gitt:      Kommune: 1943 Kvæningen                      Grunnforhold: Sterkt varierende A                      ÅDT = 1200</p> <p>Valg av isolasjonstykkelse = <math>h_{10}</math>                      Krav til minstetykkelse: 120 mm                      Prøver med ekspandert polystyren (Isopor)  <math>h_{isol} = 75 \cdot 1.2 = 90</math> mm</p>		7	38
		8	40
		24, 23	63, 58
<p>Tykkelsen kan evt. økes til 120 mm.                      Prøver med ekstrudert polystyren (Styrofoam HI 50):  <math>h_{isol} = 75</math> mm                      Kravet til minstetykkelse (45 mm) er tilfredsstillt</p>		24	63
		8	40

**d. Frostsikring av rektangulær kulvert med isolasjon**

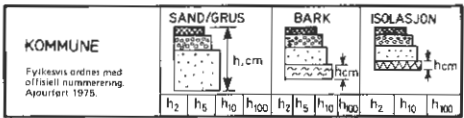
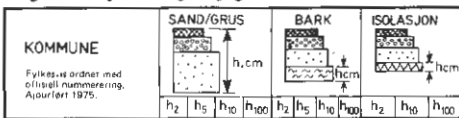
	Se	
	figur	side
Gitt: Kommune: 0501 Lillehammer		
Kulverten største dimensjon i tverrprofilen = 2 m		
Valg av tykkelse på frostsikringslag = $h_{10}$	14	51
): $(0,3 + 0,1 \cdot 2) \cdot h_{10}$	15	52
$0,5 \cdot 65 = 32,5$ mm Styrofoam HI 50	24	61
Velger en isolasjonstykkelse på 75 mm Styrofoam (minstetykkelse)	8	40

**Referanser**

*Utvalg for Frost i Jord* (1976).

Frostsikring av veg, Frost i Jord nr 17, NTNF/Vegdirektoratet, Oslo, s. 153–202.

Figur 24. forts. (for figurtekst se s. 63)



**01 ØSTFOLD**

0101 Halden	105	150	180	200	20	38	45	53	2,0	3,5	4,0
0102 Sarpsborg	105	150	180	200	20	38	45	53	2,0	3,5	4,0
0103 Fredrikstad	90	125	155	210	15	31	41	57	1,5	3,5	4,5
0104 Moss	100	140	170	195	18	34	43	60	1,5	3,5	4,0
0111 Hvitfeldt	80	105	135	160	11	20	31	39	1,0	2,3	3,5
0113 Borge	80	135	165	210	18	31	41	57	1,5	3,5	4,5
0114 Varietå	105	150	180	200	20	38	45	53	2,0	3,5	4,0
0115 Skjelleberg	100	150	180	200	20	36	45	53	2,0	3,5	4,0
0118 Arneberg	125	165	195	215	28	41	50	69	2,5	4,0	5,0
0119 Marker	140	180	205	230	34	45	55	63	3,0	4,5	5,0
0121 Rammerå	165	190	215	240	38	49	67	67	2,0	4,5	5,5
0122 Trøgstad	125	165	195	220	28	41	50	60	2,5	4,0	5,0
0123 Spydeberg	125	165	195	220	28	41	50	60	2,5	4,0	5,0
0124 Askim	125	165	195	220	28	41	50	60	2,5	4,0	5,0
0125 Isaberg	125	165	195	220	28	41	50	60	2,5	4,0	5,0
0127 Skiptvedt	125	165	195	220	28	41	50	60	2,5	4,0	5,0
0128 Rakkestad	125	165	195	220	28	41	50	60	2,5	4,0	5,0
0130 Tune	105	150	180	200	20	36	45	53	2,0	3,5	4,0
0131 Rolvsøy	110	155	185	205	23	38	47	58	2,0	4,0	4,5
0133 Kråkervatn	85	120	150	180	14	25	35	45	1,0	3,0	3,5
0134 Onsbø	90	105	165	190	16	20	41	48	1,5	3,5	4,0
0135 Råde	100	140	170	195	18	34	43	50	1,5	3,5	4,0
0136 Rygge	90	105	165	190	16	20	41	49	1,5	3,5	4,0
0137 Våler	105	165	190	210	23	38	48	57	2,0	4,0	4,5
0138 Nøst	110	160	195	215	23	39	50	59	2,0	4,0	4,5

**02 AKERSHUS**

0211 Vestby	105	155	190	210	20	38	48	57	2,0	4,0	4,5
0213 Ski	110	160	195	215	23	39	50	59	2,0	4,0	4,5
0214 Asa	110	160	195	215	23	39	50	59	2,0	4,0	4,5
0215 Frogn	110	160	195	215	23	39	50	59	2,0	4,0	4,5
0216 Nesodden	110	160	195	215	23	39	50	59	2,0	4,0	4,5
0217 Oppegård	110	160	195	215	23	39	50	59	2,0	4,0	4,5
0219 Bærum	135	160	180	220	31	39	45	60	2,5	3,5	5,0
0220 Asker	135	160	180	220	31	39	45	60	2,5	3,5	5,0
0221 Aker- og Høland	140	180	210	235	34	45	57	65	3,0	4,5	5,5
0226 Særum	140	180	215	235	34	45	59	65	3,0	4,5	5,5
0227 Fet	135	180	210	230	31	45	57	63	2,5	4,5	5,0
0228 Rælingen	135	180	210	230	31	45	57	63	2,5	4,5	5,0
0229 Enebakk	135	180	210	230	31	45	57	63	2,5	4,5	5,0
0230 Lørenskog	135	180	210	230	31	45	57	63	2,5	4,5	5,0
0231 Skedsmo	140	185	215	235	34	47	59	65	3,0	4,5	5,5
0233 Nittedal	165	195	225	245	38	50	61	68	3,0	5,0	6,5
0234 Gjendrum	160	200	230	250	39	53	63	68	3,5	5,0	6,5
0235 Ullensaker	160	200	230	250	39	53	63	68	3,5	5,0	6,5
0236 Nes	160	200	245	260	39	53	63	75	3,5	5,5	6,5
0237 Edsvell	170	205	240	260	43	55	67	74	3,5	5,5	6,5
0238 Nannestad	165	200	235	255	41	53	65	73	3,5	5,5	6,0
0239 Hurdal	165	200	235	255	41	53	65	73	3,5	5,5	6,0

**03 OSLO**

Indre byområder	125	165	175	215	31	38	43	49	2,5	3,5	4,5
Ytre byområder	140	165	185	225	34	41	47	61	3,0	4,0	5,0

**04 HEOMARK**

0401 Hamar	180	215	250	270	45	59	69	80	3,5	6,0	7,0
0402 Kongsvinger	180	215	255	270	45	59	69	80	3,5	6,0	7,0
0412 Ringsaker	190	225	260	275	49	61	71	83	4,0	6,0	7,5
0414 Vang	190	225	260	275	49	61	71	83	4,0	6,0	7,5
0415 Løren	190	225	265	275	49	61	73	83	4,0	6,5	7,5
0417 Stange	180	215	250	270	45	59	69	80	3,5	6,0	7,0
0418 Nord-Odal	180	215	255	270	45	59	73	80	3,5	6,0	7,0
0419 Sør-Odal	180	215	255	270	45	59	73	80	3,5	6,0	7,0
0420 Edliskog	180	200	245	260	39	53	68	78	3,5	6,5	6,5
0423 Gjøra	190	225	260	275	49	61	75	83	4,0	7,0	8,0
0425 Åsnes	185	230	265	280	50	63	76	85	4,5	7,0	8,0
0426 Mosjøen	195	230	285	290	50	63	76	85	4,5	7,0	8,0
0427 Elnes	200	240	270	285	55	67	80	89	4,5	8,0	9,0
0428 Trillan	225	265	295	320	61	73	86	94	5,5	10,0	11,0
0430 Åmot	220	260	280	290	60	69	85	92	5,5	9,5	10,5
0431 Sør-Eldal	220	260	280	295	60	69	86	95	5,5	10,0	11,0
0432 Rendalen	215	240	280	295	59	67	85	94	5,5	9,5	10,5
0434 Engerdal	235	265	290	300	65	73	91	100	6,5	12,5	—
0435 Tolga - Os	245	260	295	300	68	75	94	102	10,0	—	—
0437 Trondheim	260	265	295	300	68	75	95	103	10,0	—	—
0438 Alvdal	230	260	305	300	63	71	89	97	8,0	12,5	—
0439 Follidalen	240	260	295	300	67	75	89	102	10,0	—	—

**05 OPPLAND**

0501 Lillehammer	205	240	280	285	55	67	78	87	4,5	6,5	8,0
0502 Gjøvik	180	215	240	260	46	59	67	75	3,5	5,5	6,5
0511 Dovre	240	265	280	285	67	78	86	102	8,0	11,0	—
0512 Larje	215	250	265	285	59	69	81	94	6,0	9,5	12,0
0513 Sylvi	210	245	260	280	67	68	75	85	7,0	10,0	12,0
0514 Lom	210	245	260	280	57	68	75	86	6,5	9,0	10,5
0515 Vågå	220	255	270	285	60	73	80	87	6,0	9,0	10,0
0516 Sel	220	255	275	285	60	73	82	87	6,0	9,5	10,0
0518 Fron	220	265	275	285	60	73	82	87	5,5	9,0	10,0
0520 Ringebu	210	250	270	280	57	69	78	85	5,0	7,5	8,5
0521 Øyer	205	240	270	275	55	67	76	83	4,5	7,0	8,0
0522 Gaustad	220	255	275	285	60	73	81	87	6,0	9,5	10,0
0528 Øvre Toten	180	210	240	250	45	57	67	75	3,5	5,5	6,5
0529 Vestre Toten	190	220	250	270	49	60	69	78	4,0	6,0	7,0
0532 Jevnaker	160	200	230	250	38	53	63	71	3,5	5,0	6,0
0533 Lunner	168	205	235	255	41	55	65	73	3,5	6,0	7,0
0534 Gran	160	205	230	245	43	55	67	74	3,5	5,0	5,5
0536 Sandre Land	185	215	245	265	47	59	68	76	4,0	6,0	7,5
0538 Nordre Land	200	230	255	275	53	63	73	82	5,0	7,5	9,0
0540 Sør-Aurdal	190	230	255	270	49	63	73	80	4,5	7,5	8,5
0541 Etne	220	255	275	285	60	73	82	89	7,5	11,0	12,5
0542 Nord-Aurdal	215	250	270	285	59	71	80	87	6,8	10,0	11,0
0543 Vestre Slidre	215	250	270	285	59	71	80	87	6,0	9,0	10,0
0544 Øystre Slidre	215	250	270	285	59	71	80	87	6,0	9,0	10,0
0545 Vang	215	250	270	285	59	71	80	87	5,8	9,5	10,0

**06 BUSKERUD**

0601
------

Figur 24. forts. (for figurtekst se s. 63).

KOMMUNE	SAND/GRUS				BARK				ISOLASJON			
	h <sub>2</sub>	h <sub>5</sub>	h <sub>10</sub>	h <sub>100</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>5</sub>	h <sub>10</sub>	h <sub>100</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>10</sub>	h <sub>100</sub>	

0827 Hjarstad	150	195	245	245	39	50	61	68	3,5	6,5	6,5
0828 Sjøland	150	180	210	225	38	45	57	61	3,0	5,0	5,5
0829 Kvitesund	140	170	195	215	34	43	50	59	3,0	4,0	4,5
0830 Nissedal	125	160	190	215	28	39	49	59	2,5	4,0	4,5
0831 Fyresdal	125	155	185	205	28	36	47	55	2,5	4,0	4,5
0832 Tøkkle	135	165	190	210	31	41	48	57	2,5	4,0	4,5
0834 Vinje	150	220	250	280	48	60	69	75	4,5	7,5	8,5

09 AUST-AGDER

0901 Risør	70	100	120	150	8	18	25	36	0,5	2,5	3,0
0903 Arendal	60	90	110	140	5	16	23	34	0,5	2,0	3,0
0904 Grimstad	60	90	110	140	5	16	23	34	0,5	2,0	3,0
0911 Gjerstad	90	125	155	185	16	28	38	47	1,5	3,0	4,0
0912 Veggfosshe	90	120	140	165	16	25	34	41	1,5	3,0	3,5
0914 Træderstrand	70	100	120	150	8	18	25	36	0,5	2,5	3,0
0918 Moland	50	90	110	140	5	16	23	34	0,5	2,0	3,0
0919 Froland	90	120	150	185	16	25	36	41	1,5	3,0	3,5
0923 Øyestad	60	90	110	140	5	16	23	34	0,5	2,0	3,0
0921 Trømsøy	60	90	110	140	5	16	23	34	0,5	2,0	3,0
0922 Hisøy	60	90	110	140	5	16	23	34	0,5	2,0	3,0
0923 Fjære	60	90	120	140	5	16	25	34	0,5	2,0	3,0
0924 Lundvik	60	90	120	140	5	16	25	34	0,5	2,0	3,0
0926 Lillesand	60	90	120	140	5	16	25	34	0,5	2,0	3,0
0928 Birkenes	90	120	150	165	16	25	36	41	1,5	3,0	3,5
0929 Arni	105	135	165	180	20	31	38	46	2,0	3,0	3,5
0935 Ivaland	90	120	150	185	16	25	36	41	1,5	3,0	3,5
0937 Eivag Hornnes	90	120	150	185	16	25	36	41	1,5	3,0	3,5
0938 Bygland	105	125	155	180	20	28	35	45	2,0	3,0	3,5
0940 Valle	120	150	170	195	26	36	43	50	2,5	3,5	4,0
0941 Bvkle	125	160	185	205	28	39	47	55	2,5	4,0	4,5

10 VEST-AGDER

101 Kristiansand S.	70	105	125	150	8	20	28	36	0,5	2,5	3,0
1002 Mandal	60	90	120	140	5	16	25	34	0,5	2,5	3,0
1003 Farsund	60	90	120	140	5	16	25	34	0,5	2,5	3,0
1004 Flekkefjord	60	90	120	140	5	16	25	34	0,5	2,5	3,0
1014 Vennesla	100	125	155	170	18	28	38	43	1,5	3,0	3,5
1017 Søgne	90	120	150	165	16	25	36	41	1,5	3,0	3,5
1018 Søgne	60	100	120	140	5	18	25	34	0,5	2,5	3,0
1019 Mandalsdal	85	120	140	160	14	25	34	39	1,0	3,0	3,5
1026 Åsarelv	100	125	155	170	18	28	38	43	1,5	3,0	3,5
1027 Audnedal	90	125	155	170	16	28	36	41	1,5	3,0	3,5
1029 Lindesnes	90	100	120	140	5	18	25	34	0,5	2,5	3,0
1032 Lyngdal	60	100	120	140	5	18	25	34	0,5	2,5	3,0
1034 Hægebostad	85	110	140	160	14	25	34	39	1,0	3,0	3,5
1037 Kvinesdal	85	110	140	160	14	25	34	39	1,0	3,0	3,5
1045 Sirdal	85	110	140	160	14	25	34	39	1,0	3,0	3,5

11 ROGALAND

1101 Eggesund	0	80	100	135	0	11	18	31	0	1,5	2,5
1102 Sandnes	0	70	80	105	0	8	11	20	0	1,0	2,0
1103 Stavanger	0	70	80	105	0	8	11	20	0	1,0	2,0
1105 Haugesund	0	80	80	100	0	5	11	18	0	1,0	1,5
1111 Sokndal	0	80	100	135	0	11	18	31	0	1,5	2,5
1112 Lund	50	90	110	140	5	16	23	34	0,5	2,0	3,0
1114 Bjerkreim	60	90	110	140	5	16	23	34	0,5	2,0	3,0
1119 Hå	0	80	80	105	0	5	11	20	0	1,0	2,0
1120 Klepp	0	60	80	105	0	5	11	20	0	1,0	2,0
1121 Time	0	70	80	105	0	8	11	20	0	1,0	2,0
1122 Gjesdal	60	85	105	140	5	14	20	34	0,5	2,0	3,0
1124 Sola	0	80	80	105	0	5	11	20	0	1,0	2,0
1127 Randaberg	0	70	80	105	0	5	11	20	0	1,0	2,0
1129 Forsand	60	90	105	140	5	16	20	34	0,5	2,0	3,0
1130 Strand	0	70	80	105	0	5	11	20	0	1,0	2,0
1133 Hjeltnes	60	85	105	140	5	14	20	34	0,5	2,0	3,0
1134 Suldal	90	120	140	168	16	25	34	41	1,5	3,0	3,5
1135 Sævi	85	110	135	160	14	22	31	36	1,0	2,5	3,5
1141 Finøy	0	60	80	105	0	5	11	20	0	1,0	2,0
1142 Rennesøy	0	60	80	100	0	5	11	18	0	1,0	1,5
1144 Kviteseid	0	60	70	100	0	5	8	13	0	0,5	1,5
1145 Eide	0	60	80	100	0	5	11	18	0	1,0	1,5
1146 Trøyse	0	70	85	105	0	8	14	20	0	1,0	2,0
1149 Karmøy	0	60	80	100	0	5	11	18	0	1,0	1,5
1151 Ursin	0	0	60	70	0	0	5	8	0	0,5	0,5
1154 Vindafjord	0	70	80	105	0	8	11	20	0	1,0	2,0

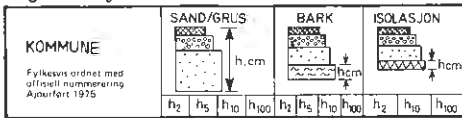
12 HORDALAND

1211 Erne	70	90	110	150	8	16	23	36	0,5	2,0	3,0
1214 Eiv	0	70	85	105	0	8	14	20	0	1,0	2,0
1218 Sveio	0	70	85	105	0	8	14	20	0	1,0	2,0
1219 Bømlo	0	60	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5
1221 Stord	0	60	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5

KOMMUNE	SAND/GRUS				BARK				ISOLASJON			
	h <sub>2</sub>	h <sub>5</sub>	h <sub>10</sub>	h <sub>100</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>5</sub>	h <sub>10</sub>	h <sub>100</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>10</sub>	h <sub>100</sub>	

1222 Fjell	0	60	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5
1223 Trøyse	0	60	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5
1224 Kvinnherad	60	80	100	135	5	11	18	31	0,5	1,8	2,0
1227 Jondal	60	80	80	135	5	11	16	31	0,5	1,5	2,5
1228 Oda	90	110	135	165	16	23	31	41	1,5	2,5	3,5
1230 Ullevangsvang	100	110	135	170	18	23	31	43	1,5	2,6	3,5
1233 Ulvik	120	135	155	190	25	31	38	45	2,5	3,0	4,0
1234 Granvin	110	125	150	185	23	28	36	47	2,0	3,0	4,0
1235 Voss	125	165	180	210	28	36	45	57	2,5	3,5	4,5
1238 Kvam	60	80	90	135	5	11	16	31	0,5	1,5	2,9
1241 Fusa	60	70	85	110	5	8	14	23	0,5	1,0	2,0
1242 Samnanger	80	106	125	160	16	20	28	39	1,5	2,5	3,5
1243 Os	60	70	90	110	5	8	16	23	0,5	1,0	2,0
1244 Austavoll	0	60	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5
1245 Sund	0	60	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5
1246 Fjell	0	60	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5
1247 Askøy	0	60	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5
1248 Leksevåg	0	60	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5
1249 Fana	0	70	80	90	0	8	11	16	0	1,0	1,5
1250 Arne	60	80	100	110	5	11	18	23	0,5	1,5	2,0
1251 Vevedal	110	140	165	200	23	34	41	53	2,0	3,5	4,0
1252 Modulen	90	110	150	185	18	23	38	47	1,5	3,0	4,0
1253 Osterøy	70	85	100	120	8	14	18	25	0,5	1,5	2,5
1256 Åsane	0	70	80	90	0	8	11	16	0	1,0	1,5
1256 Meland	0	60	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5
1259 Øygarden	0	60	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5
1260 Radøy	0	60	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5
1265 Lindås	60	80	90	105	5	8	14	20			

Figur 24. forts.



KOMMUNE	SAND/GRUS				BARK				ISOLASJON			
	h <sub>2</sub>	h <sub>5</sub>	h <sub>10</sub>	h <sub>100</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>5</sub>	h <sub>10</sub>	h <sub>100</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>5</sub>	h <sub>10</sub>	h <sub>100</sub>
1561 Ekle	60	70	90	100	5	8	11	18	0,5	1,0	1,5	
1564 Zverøy	60	70	80	100	5	8	11	18	0,5	1,0	1,5	
1566 Fret	60	70	80	100	5	8	11	18	0,5	1,0	1,5	
1567 Gjønnes	60	80	90	110	5	11	16	23	0,5	1,3	2,0	
1550 Tinnøyl	50	80	90	110	5	11	16	23	0,5	1,3	2,0	
1563 Sunddal	85	105	135	155	14	20	31	38	1,5	2,0	3,0	
1565 Burrestad	90	110	140	160	16	23	34	39	1,5	3,0	3,5	
1567 Rindal	105	140	160	180	20	34	39	45	2,0	3,0	3,5	
1569 Aule	60	90	100	110	5	11	16	23	0,5	1,3	2,0	
1571 Høia	60	90	100	110	5	11	16	23	0,5	1,3	2,0	
1572 Tustna	60	80	95	100	5	11	14	18	0,5	1,0	1,5	
1573 Smøla	0	50	70	90	0	5	8	16	0	0,5	1,5	

16 SØR-TRØNDELAG

1801 Trondheim	105	140	155	165	20	4	38	41	2,0	3,0	3,5	
1812 Herøye	90	105	125	140	16	20	28	34	1,5	2,5	3,0	
1813 Smilfjord	85	100	120	135	14	18	23	31	1,0	2,0	2,5	
1817 Hirta	60	70	80	100	5	8	11	18	0,5	1,0	1,5	
1620 Fret, I	60	70	80	100	5	8	11	18	0,5	1,0	1,5	
1821 Orland	70	85	90	105	8	14	16	20	0,5	1,5	2,0	
1822 Jødenes	70	85	90	105	8	14	16	20	0,5	1,5	2,0	
1824 Rissa	85	105	120	135	14	20	25	31	1,0	2,0	2,5	
1827 Rogn	70	85	105	120	8	14	20	25	0,5	1,5	2,0	
1830 Ålfjord	70	85	105	120	8	14	20	25	0,5	1,5	2,0	
1822 Roan	70	90	105	120	8	16	20	25	0,5	2,0	2,5	
1827 Øsen	70	90	105	120	8	16	20	25	0,5	2,0	2,5	
1831 Oppdal	150	190	205	220	39	49	55	60	4,0	5,5	6,0	
1835 Rensbu	150	190	205	220	39	49	55	60	3,5	5,0	5,5	
1836 Meldal	125	165	185	195	28	41	47	50	2,5	3,5	4,0	

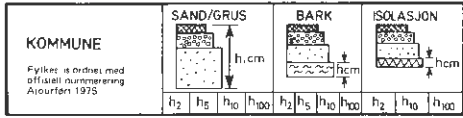
1838 Lerkedal	100	135	160	180	18	31	35	39	1,5	3,0	3,5	
1840 R. Ros	240	270	285	300	67	78	89	103	9,5	10,0		
1844 Aln	155	195	205	225	39	50	55	61	4,0	5,0	5,0	
1846 Høy-Jælen	155	195	205	225	39	50	55	61	4,0	6,0	7,0	
1848 Midtå Gaurdal	135	170	190	200	31	43	48	53	2,5	4,0	4,5	
1863 Melhus	105	140	165	170	20	4	41	45	2,0	3,5	4,0	
1867 Skuan	100	135	150	170	18	31	39	43	1,5	3,5	4,0	
1869 Klett	105	140	165	180	20	34	41	45	2,0	3,5	4,0	
1863 Malvik	100	135	150	180	18	31	36	39	1,5	3,0	3,5	
1864 Selbu	125	160	185	195	23	39	47	50	2,5	4,0	4,5	
1865 Tiddly	155	185	205	225	38	47	55	61	3,5	5,5	6,5	

17 NORD-TRØNDELAG

1702 Steinkjer	110	140	160	185	23	34	39	47	2,0	3,5	4,0	
1703 Namsos	100	120	140	160	18	25	34	39	1,5	3,0	3,5	
1711 Meråker	125	160	180	205	39	49	55	61	4,0	5,0	4,5	
1714 Strødal	100	125	160	170	18	25	38	42	1,5	3,0	3,5	
1717 Frostå	100	120	140	160	18	25	34	39	1,5	3,0	3,5	
1718 Løvsvik	100	120	140	160	18	25	34	39	1,5	3,0	3,5	
1719 Lejanger	100	125	150	170	18	28	38	43	1,5	3,0	3,5	
1721 Vestal	100	125	150	170	18	28	38	43	1,5	3,0	3,5	
1722 Masvik	100	120	140	160	18	25	34	39	1,5	3,0	3,5	
1724 Veran	105	135	155	180	20	31	38	45	2,0	3,0	3,5	
1725 Nordjulestad	105	135	155	180	20	31	38	45	2,0	3,0	3,5	
1729 Inderyd	100	120	140	180	18	25	34	39	1,5	3,0	3,5	
1735 Strås	150	185	215	225	38	47	55	61	3,0	4,0	4,5	
1738 Lønne	215	235	260	275	59	65	75	83	7,0	10,0	11,5	
1739 Røyrvik	215	235	260	275	59	65	75	83	6,5	9,0	10,5	
1740 Namskjogen	155	185	210	230	38	47	57	63	3,0	5,0	5,5	
1742 Gjøra	140	170	200	220	34	43	53	60	3,0	4,0	5,0	
1743 Høylandet	125	160	190	210	28	39	47	57	2,5	4,0	5,0	
1744 Overhalla	125	160	190	210	28	39	47	57	2,5	4,0	4,5	
1748 Fosnes	100	130	155	180	16	23	31	41	1,5	2,5	3,5	
1749 Flåanger	70	90	110	125	8	16	23	31	0,5	2,0	2,5	
1750 Vikna	60	80	100	125	5	11	18	28	0,5	1,5	2,5	
1751 Nærøy	70	90	110	150	8	16	23	36	0,5	2,0	3,0	
1755 Leka	80	90	100	125	5	11	18	28	0,5	1,5	2,6	

18 NORDLAND

1804 Bøda	100	120	140	170	18	25	34	43	1,5	3,0	3,5	
1805 Narvik	135	150	170	215	31	36	43	59	2,5	3,5	5,0	
1811 Bødalen	90	110	140	180	16	23	34	45	1,5	3,0	3,5	
1814 Brønnøy	80	90	110	140	11	16	23	34	1,0	2,0	3,0	
1815 Vega	70	85	105	125	8	14	20	31	0,5	2,0	2,5	
1816 V. Alvestad	60	85	105	150	5	14	20	36	0,5	2,0	3,0	
1818 Herøy	70	85	105	135	8	14	20	31	0,5	2,0	2,5	
1820 Alstahaug	60	85	105	135	5	14	20	36	0,5	2,0	3,0	
1822 Lurøy	80	100	120	160	11	18	25	39	1,0	2,5	3,6	
1824 Vefsn	150	165	195	225	35	41	50	61	3,0	4,5	5,5	
1825 Gaste	1,0	205	230	250	45	55	63	69	4,0	6,0	7,0	
1826 Hattfjelldal	220	260	285	290	60	69	76	85	7,0	9,5	11,0	
1827 Dønna	70	85	105	125	8	14	20	31	0,5	2,0	2,9	
1828 Naesna	70	85	105	135	8	14	20	31	0,5	2,0	2,7	
1832 Hemnes	180	205	235	265	45	55	65	76	4,0	6,0	7,5	
1833 Rana	165	180	215	260	41	45	59	74	3,5	5,0	7,0	



KOMMUNE	SAND/GRUS				BARK				ISOLASJON			
	h <sub>2</sub>	h <sub>5</sub>	h <sub>10</sub>	h <sub>100</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>5</sub>	h <sub>10</sub>	h <sub>100</sub>	h <sub>2</sub>	h <sub>5</sub>	h <sub>10</sub>	h <sub>100</sub>
1834 Lurøy	70	85	110	150	8	14	23	36	0,5	2,0	3,0	
1835 Trønes	0	5	8	18	0	5	8	18	0	0,5	1,5	
1836 Røder	80	90	125	180	11	16	28	39	1,0	2,5	3,5	
1837 Meløy	80	90	125	180	11	16	28	39	1,0	2,5	3,5	
1838 Gildeskil	70	80	120	155	8	14	26	38	0,5	2,5	3,9	
1839 Beirarn	125	150	180	210	28	36	45	57	2,5	4,0	5,0	
1840 Saltdal	160	200	230	265	48	53	63	76	4,5	6,5	7,6	
1841 Fauske	155	170	200	230	43	43	53	67	4,0	4,5	5,9	
1842 Skjerstad	125	150	180	210	28	36	45	57	2,5	3,5	4,7	
1845 Sarfjord	125	150	180	210	28	36	45	57	2,5	3,5	4,5	
1848 Steigen	85	100	125	160	14	18	25	35	1,0	2,5	3,5	
1849 Hamarøy	105	120	150	180	20	25	36	45	2,0	3,0	3,5	
1850 Tysfjord	125	150	180	210	28	36	45	57	2,5	4,0	5,0	
1851 Lødingen	105	125	150	180	20	29	36	45	2,0	3,0	3,5	
1852 Tjeldsund	110	135	155	185	23	31	38	47	2,0	3,0	4,0	
1853 Evens	120	135	160	195	25	31	39	50	2,5	3,5	4,5	
1854 Ballangen	125	150	170	210	28	36	43	57	2,			

# Kapittel 3

## UNDERBYGNING

<b>A. Stabilitet</b> .....	67
<b>B. Setninger</b> .....	67
<b>C. Grunnforsterkning</b> .....	68
1. MASSEUTSKIFTING.....	69
a. Masseutskifting, gravning og gjenfylling .....	69
b. Masseutskifting, fortrengning.....	70
1. Gravning foran fyllingstippen .....	70
2. Sprengning foran fyllingstippen .....	71
c. Nedsprengning av utlagt fylling.....	72
d. Ettersprengning.....	72
e. Kontrollarbeid ved masseutskifting.....	73
2. DRENERING .....	73
3. MOTFYLLING .....	74
4. LETTE FYLLINGER.....	74
5. PELING UNDER VEGFYLLING .....	76
a. Dekningsprosent.....	76
b. Stabilitet og setninger.....	77
c. Krav til peler .....	77
d. Utførelse av plater (striper) .....	78
e. Peleplan.....	79
f. Utlegging av fylling .....	80
6. VERTIKALE DREN .....	80
a. Sanddren .....	80
b. Prefabrikerte dren .....	81
7. KALKSTABILISERING.....	81
a. Krav til materialene.....	82
b. Krav til utførelse .....	82
8. ANDRE TILTAK .....	82

<b>D. Forarbeider .....</b>	<b>83</b>
1. FORHOLD TIL NABOER .....	83
2. FLYTTING AV JORD- OG LUFTLEDNINGER INNEN VEGOMRÅDET .....	83
3. HOGGING AV SKOG .....	84
4. RYDDING AV HOGSTAVFALL, STUBBER OG RØTTER .....	85
5. FJERNING AV MATJORD, TORV OG MOSE .....	85
6. TERRENGGRØFT .....	86
7. DRENERENDE GRUSPUTE .....	86
<b>E. Skjæring i jord .....</b>	<b>87</b>
1. UTFORMING AV SKJÆRINGSPROFILET .....	87
a. Helninger .....	87
b. Grøfteprofil .....	88
c. Valg av grøftetype .....	89
2. GRAVING OG UTLASTING .....	89
<b>F. Skjæring i fjell .....</b>	<b>90</b>
1. AVDEKNING .....	90
2. UTFORMING AV SKJÆRINGSPROFILET .....	91
3. SPRENGNING .....	92
a. Dypsprengning .....	92
b. Grunnsprengning .....	93
4. RENSK AV SKRÅNINGER .....	94
<b>G. Fyllinger .....</b>	<b>94</b>
1. FYLLINGSSÅLE I TVERRSKRÅNENDE TERRENG .....	94
a. Fyllingssåle i jordterreng .....	95
b. Fyllingssåle i fjellterreng .....	95
2. UTFORMING AV FYLLINGSPROFILET .....	96
3. UTLEGGING AV FYLLINGER – KOMPRIMERING .....	96
a. Fylling for veg med fast dekke .....	96
1. <i>Krav til fyllmassene</i> .....	96
2. <i>Krav til utleggingen</i> .....	97
b. Breddeutvidelse av eksisterende veg som skal forsynes med fast dekke .....	99
c. Fylling for veg med grusdekke .....	99
d. Fylling intil bruer .....	100
e. Kontroll .....	102
<b>Referanser .....</b>	<b>102</b>

## 3. UNDERBYGNING

### A. Stabilitet

Glidninger i jordmasser skyldes belastningsendringer i terrenget, enten gjennom økt belastning fra fyllinger, støttemurer eller brufundamenter, eller avlastninger i form av skjæringer, grøfter eller fundamentgroper. Endring av grunnvannstand og poretrykk kan også utløse glidninger.

Omfanget av stabilitetsproblemene har økt i takt med strengere krav til linjeføringen. Kravene til linjeføring må likevel avveies mot de topografiske forhold slik at det beste resultat oppnås både teknisk og økonomisk. Hvor grunnforholdene er vanskelige må fyllingshøydene søkes begrenset slik at spesielle sikringstiltak ikke blir for omfattende.

Ved veganlegg oppstår det gjerne vanskeligheter med stabiliteten i følgende tilfeller:

- Fyllinger på lite bæredyktig grunn
- Skjæringer, spesielt i bløt leire eller silt
- Utgravinger for fundamenter og ledninger
- Ved forstøttningsmurer og brukar
- Ved pelearbeider
- Ved større endringer i vanninnhold eller grunnvannstand.

Når naturlig terreng har liten sikkerhet, må sikring vurderes før anleggsarbeid settes i gang uansett om inngrepet i seg selv er av beskjedent omfang.

### B. Setninger

Setninger er en betegnelse på de deformasjoner som oppstår i et jordlag når det belastes, f.eks. med en vegfylling.



For friksjonsjordarter opphører setningene som regel umiddelbart etter at lasten er påført. I vannmettet tilstand og når permeabiliteten er liten, kan setningene pågå en tid. Det samme er tilfelle i humusholdig sand.

I kohesjonsjordarter skjer setningene gjerne over lengre tid, ofte flere år. Forhåndsregning av setningenes størrelse og tidsforløp krever kjennskap til de forskjellige jordlags mektighet, sammentrykkelighet, dreneringsforhold og permeabilitet. Spesielle tiltak kan komme på tale for å påskynde setningene.

De største setningsproblemer oppstår ved fyllinger på bløt leire eller silt og over myrområder. Problemene skyldes mer setningsforskjeller langs vegen enn den absolutte størrelse på setningene. Særlig merkbare kan problemene bli ved overgang fra fjell til bløt grunn eller i overgangen mellom bru og tilstøtende fylling.

Når setningene i et område er svært ujevne, vil det selv med oppretting være vanskelig å få tilfredsstillende jevnhet på vegbanen, idet slike setninger normalt vil utvikle seg videre.

Der hvor stabilitetsforholdene er dårlige, vil tilleggslaster fra slike gjentatte opprettinger kunne være en fare for stabiliteten.

Ujevne setninger forstyrrer lett avrennings- og dreneringsforholdene på en veg, slik at det blir stående vanndammer på vegbanen i nedbørsperioder. Dette representerer en ulempe og fare for trafikantene.

## C. Grunnforsterkning

Ved vegbygging på dårlig grunn kan det oppstå glidninger eller skadelige deformasjoner. Forholdene må avklares ved grunnundersøkelser på planleggingsstadiet. De mest aktuelle grunnforsterkningstiltak er vist i figur 1.

Tiltak		Problem		
		Setnings- ømfintlig undergrunn	Dårlig overflate- stabilitet	Dårlig sta- bilitet i undergrunn
	Side			
Masseutskifting	69	x	x	x
Drenering	73		x	
Motfylling	74			x
Lette fyllinger	74	x		x
Peling	76	x		x
Vertikale dren	80	x		
Kalkstabilisering	81		x	
Forbelastning	82	x		

Figur 1. Aktuelle grunnforsterkningstiltak.

## 1. MASSEUTSKIFTING

Lite bæredyktige løsmasser under vegkonstruksjoner ned til fjell eller fast grunn kan i enkelte tilfeller erstattes f.eks. med steinmasser. Masseutskifting kan brukes når grunnen består av torv, sterkt humusholdige finkornige jordarter eller bløt leire.

Masseutskifting kan utføres ved graving (eventuelt sprengning) og gjenfylling, ved fortrenkning med erstatningsmassene enten kontinuerlig foran fyllingstippen, eller ved nedsprengning av fylling til fast grunn. Oftest utføres masseutskifting ved en kombinasjon av graving og fortrenkning.

Dersom tykkelsen av et lite bæredyktig lag er stor (> 8–12 m), må masseutskiftingsmetoden sammenliknes teknisk og økonomisk med andre metoder som f.eks. fundamentering på peler, bygging av bru m.v.

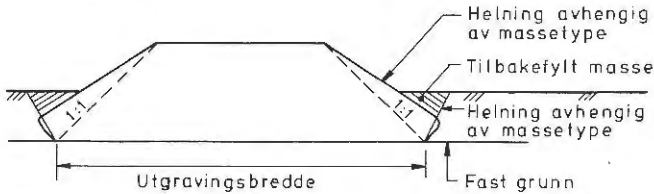
Masseutskifting til større dybder kan føre til ukontrollerte glidninger og setninger eller hevinger av nærliggende terreng. Faren for at nærliggende eiendom kan ta skade må vurderes.

### a. Masseutskifting, graving og gjenfylling

Når tykkelsen av det lag som ønskes utskiftet ikke overstiger 3–4 m, vil det som regel være økonomisk og teknisk riktig å foreta en fullstendig

### KAPITTEL 3

utgraving. Nødvendig gravebredde framgår av figur 2. I bløt leire kan den største stabile utgravingsdybde være vesentlig mindre. Man må da utføre gravingen umiddelbart foran fyllingstippen. Utskiftingsmassene kan i noen tilfeller fjernes ved sprengning.



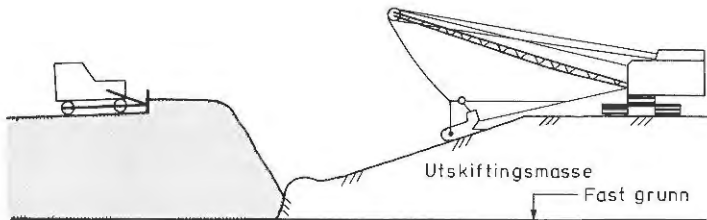
Figur 2. Masseutskifting ved graving – gravebredde.

#### b. Masseutskifting, fortregning

Når det utføres masseutskifting til større dybder enn 3–4 m, vil det vanligvis være riktig å basere seg på en fortregning ved uttipping av erstatningsmassene.

Fortregningseffekten kan reguleres på følgende måter:

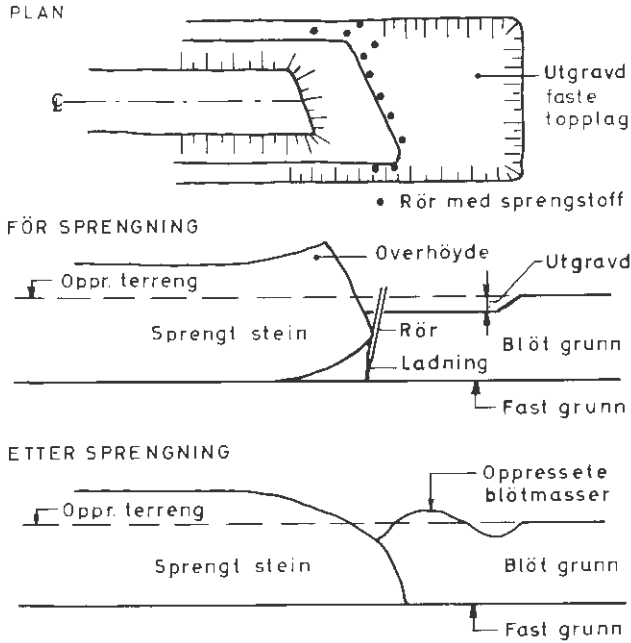
##### 1. Graving foran fyllingstippen



Figur 3. Masseutskifting ved graving foran fylling.

Metoden, se figur 3, er spesielt virkningsfull der det finnes et relativt godt bæredyktig lag over bløtere grunn. Størrelsen på overhøyden av tippen og nødvendig gravedybde foran, reguleres etter at arbeidet er kommet i gang.

## 2. Sprengning foran fyllingstippen

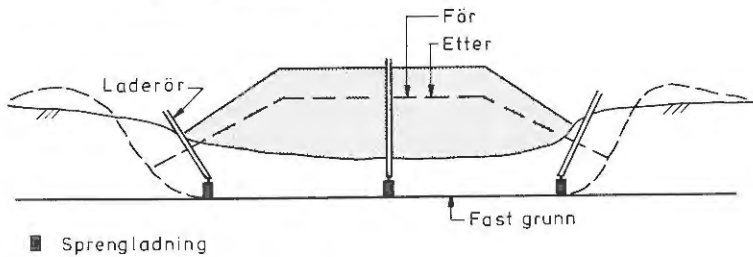


Figur 4. Sprengning foran fyllingstipp.

Metoden, se figur 4, brukes når dybden til fast grunn er for stor til at massene kan graves ut. Størrelsen på overhöyden av tippen, samt plassering og størrelse av sprengladningene, tilpasses etter at arbeidet er kommet i gang. Sprengladninger har vanligvis størst effekt når de plasseres på eller like over fast grunn (1).

Når massene stues opp foran fyllingsfronten istedet for å fortreges til sidene må oppstuvningsmassene fjernes ved graving.

### c. Nedsprenghing av utlagt fylling

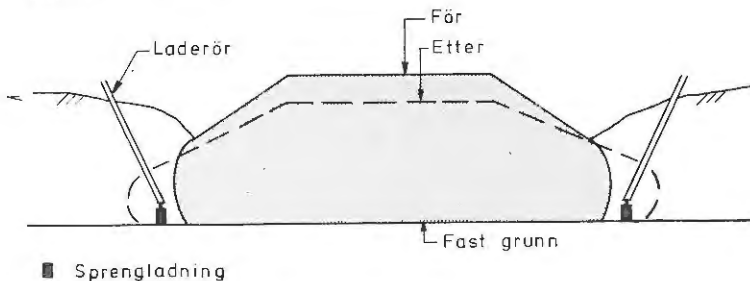


Figur 5. Spregning under vegfylling.

I enkelte tilfeller kan en vegfylling sprenges ned til fast bunn etter å ha vært lagt ut «flytende» med overhøyde, se figur 5. Metoden vil kunne egne seg ved vegbygging på f.eks. myr i de tilfeller hvor det stabilitetsmessig er mulig å legge opp relativt høye fyllinger, og hvor det ikke er fare for å utløse ukontrollerte skred ved nedsprenghingen. Ladningen bør være størst under midten av fyllingen, og denne ladningen forsinkes i forhold til sideladningene.

### d. Ettersprengning

Ved de fleste former for masseutskifting med fortregning, oppnås den beste fortregning under sentrale deler av fyllingen. På sidene er forholdene ugunstigere, og det vil oppstå setninger og svake kanter fordi skråningene sidevegs belaster ettergivende grunn (for bratte skråninger). Ved å sprengre langs begge sider, som vist på figur 6, vil skråningene stå bedre.



Figur 6. Ettersprengning på sidene av fylling.

### e. Kontrollarbeid ved masseutskifting

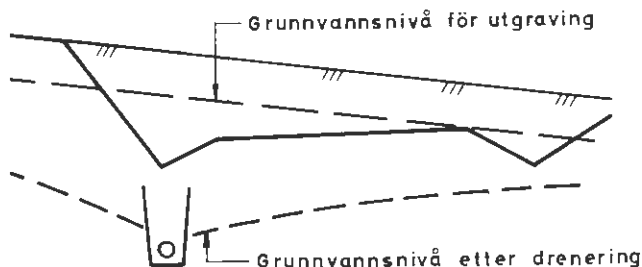
All masseutskifting under vegfyllinger og andre vegkonstruksjoner foretas med grunnlag i nøyaktige grunnundersøkelser.

Det føres kontroll med at utskiftingen har nådd tilstrekkelig dybde og at sideskråningene er som forutsatt.

Kontrollen utføres på følgende måter:

- Regnskap med medgåtte erstatningsmasser
- Sonderinger for å bestemme skråningshelningen på fyllingen
- Kontinuerlige setningsobservasjoner
- Boring gjennom utlagt fylling

## 2. DRENERING



Figur 7. Grunnvannssenkning ved drenering.

Ved høye vanninnhold har de fleste jordarter redusert bæreevne og mindre motstand mot erosjon.

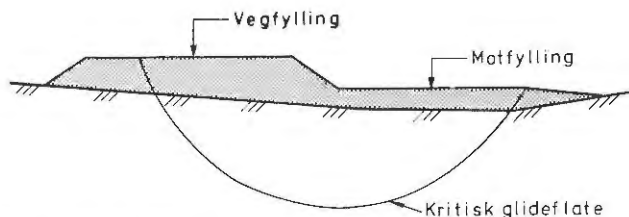
Når en jordskjæring graves ut under tidligere grunnvannsnivå, kan bunnen bli lite bæredyktig og vanskelig å trafikkere. Senkning av grunnvannsnivået vil kunne bedre forholdene i silt og grovere materialer.

Grunnvannssenkningen bør (i de fleste tilfeller) utføres ved hjelp av lukket drengroft, da dette gir bedre stabilitet og mindre masseuttak, samtidig som vegen får en mer trafikksikker utforming.

Vedrørende drenering av over- og underbygning vises til kapittel 5 s. 173

### 3. MOTFYLLING

Sikkerheten mot glidning i løsmasser under vegfylling kan forbedres ved at det legges opp motfylling, se figur 8.



Figur 8. Stabilisering med motfylling.

Ved prosjektering av motfyllinger regner man med bestemte densiteter på massene. Det må derfor ikke uten videre fylles med andre masser enn forutsatt under prosjekteringen. Mindre mengder av snø, is eller teklumper kan tillates, når dette ikke medfører stabilitetsproblemer for selve motfyllingen.

Dersom det oppstår behov for å gjøre bruk av andre masser enn forutsatt, eksempelvis stubber, røtter og annet vegetasjonsmateriale, må det vurderes hvilken densitet disse vil få når de er plassert i motfylling, og eventuelt må det fastsettes ny geometrisk utforming på motfyllingen.

Motfyllinger bygges opp samtidig med hovedfyllingen slik at nivåforskjellen mellom hovedfylling og motfylling aldri overstiger den endelige høydeforskjell. På dyrket mark bør motfyllinger om mulig avplaneres og påføres matjord av hensyn til utseende og grunnverdi.

### 4. LETTE FYLLINGER

En vanlig vegfylling har densitet ca.  $2 \text{ t/m}^3$ . Stabilitets- og setningsforholdene på lite bæredyktig grunn kan forbedres uten endring av vegens geometri ved bruk av lette masser i fyllingene.

Lette masser har densitet vesentlig mindre enn  $2 \text{ t/m}^3$ . Gassbetongbrudd, lettklinker og bark har alle beregningsmessig densitet omkring

Materiale		Lettklinker (Leca-brudd) Gassbetongbrudd Siporeks-Ytong	Lettklinker (løs Leca)	Bark	Ekspandert polystyren (blokker)
Beregningsmessig densitet, t/m <sup>3</sup>		1,0	1,0	1,0	0,1
Beregningsmessig tyngdetetthet i fylling, KN/m <sup>3</sup>		10	10	10	1 (mot grunnbrudd) 0,2 (mot oppflyting)
Materialekvalitet		Sams masseblokkbrudd. Armerte elementer bunted og stables på stedet.	Usorterte materialer	Klasse B2–B3	Trykkfasthet min 100 kN/m <sup>2</sup> Luftgjennomgangstall L > 40
Utleiegning	Undergrunn leire/silt	Filterlag	Filterlag	Avhengig av stedlige forhold. Stabile drenerforhold nødvendig	Filter- og avrettingslag
	maksimal lagtykkelse, komprimert	1,0 m	1,0 m	0,5 m	Total fyllingshøyde max 5 m
	komprimering	Doser med beltetrykk ≅ 50 kN/m <sup>2</sup> Unngå nedknusing	Doser med beltetrykk ≅ 50 kN/m <sup>2</sup> . Unngå nedknusing	Helst doser med masse ≧ 10t (100 kN)	Blokkene stables og forbindes. Unngå gjennomgående skjøter
	skråningshelning	Max 1:1½	Max 1:2	Max 1:2	Høyde ≅ 1,0 m: inntil vertikal Høyde > 1,0 m: max 2:1 (for selve blokkene)
	overdekning på skråninger	Min 0,5 m vanlige jordmasser	Min 0,5 m vanlige jordmasser	Min 0,5 m vanlige tette jordmasser	Min 0,25 m vanlige jordmasser
Egensestninger i fylling		Ubetydelig ettersetning	Ubetydelig ettersetning	Inntil 10% ettersetning, halvparten de første 3 mnd.	0
Materialforbruk – volumreduksjon ved komprimering, %		25–50	ca. 10	≅ 50	0–10
Referanse		(1)	(1)	(9)	(10)

Figur 9. Lette fyllmasser. Dimensjonering av overbygning se s. 112.



### KAPITTEL 3

1 t/m<sup>3</sup>. Blokker av ekspandert polystyren har en beregningsmessig densitet på 0,1 t/m<sup>3</sup>. Ved bruk av slike materialer kan oppdriften skape problemer ved høy vannstand. Det må sikres at tyngden av fyllingen er større enn oppdrift ved max. flomvannstand, eller man må ha mulighet for hurtig belastning av veggen når vannstanden når et angitt nivå.

På figur 9 er vist en oversikt over de lette materialer som er mest brukt.

## 5. PELING UNDER VEGFYLLING

På lite bæredyktige masser kan tyngden av en vegfylling føres ned til fast grunn gjennom spissbærende eller svevende peler. Valg av peletype avhenger bl.a. av grunnforholdene som må undersøkes i detalj (2).

Kostnadene ved peling under fylling bør sammenliknes med kostnadene for bruløsning, spesielt ved store dybder til fjell/fast grunn og liten peleavstand. Rammeforhold, fyllingshøyde og massebalanse har også betydning for valg av løsning.

### a. Dekningsprosent

Tyngden av vegfyllingen overføres til pelene ved hvelvvirkning. Bæreflaten kan utvides ved å sette betongplater på pelehodene. Platene dimensjoneres for å bære belastningene fra fylling og trafikk og må ha så stort areal at fyllmassene ikke presses ned mellom platene. Dekningsprosenten eller betongplatenes del av fyllingsflaten, fastsettes avhengig av grunnforhold og fyllingshøyde. For liten dekningsprosent kan gi deformasjoner i undergrunn og fylling og medføre ujevnt vegdekke, særlig ved lave fyllinger.

Dersom topplaget består av torv eller bløt leire uten tørrskorpe av betydning, får ikke pelene nødvendig sideavstivning. Horisontalkreftene må da opptas på annen måte, og det er vanlig å forbinde alle pelehoder i en linje i vegens tverretning med en betongstripe. Nødvendig dekningsprosent for frittstående plater og striper ved ulike fyllingshøyder og grunnforhold, er gitt i figur 10.

Grunnforhold	Fyllingshøyde, m	Dekningsandel, %
Min 2 m friksjonsjord eller tørrskorpeleire over relativ fast grunn	> 3	Plater 35–40
Min 2 m friksjonsjord eller tørrskorpeleire over relativ fast grunn $S_u \geq 20 \text{ kN/m}^2$	2–3	Plater 40–45
Bløt leire uten tørrskorpe av betydning, myr	> 2	Plater 60–65
Bløt leire uten tørrskorpe av betydning, myr	> 2	Striper > 50

Figur 10. Dekningsprosent ved forskjellige grunnforhold og fyllingshøyder.

### b. Stabilitet og setninger

Ved spissbærende peler forutsettes at all last overføres til fast grunn. Når terrenget skråner og ved uttak av skjæringer, kontrolleres at massene under platene har tilstrekkelig sikkerhet mot utglidning. Det tas hensyn til den omrøring/poretrykksøkning pelerammingen medfører.

Ved svevende peler overføres belastningen til grunnen langs hele pelen. Kraftfordelingen langs pelen er vanskelig å bestemme. Slike pelearbeider krever omfattende grunnundersøkelser og stabilitetsanalyser.

### c. Krav til peler

Betongpeler brukes under stripeter og plater med store belastninger og ved fundamentering på skrått og ujevnt fjell. Selv ved liten fjellhelning anbefales betongpeler hvis det er bløte masser over fjellet. Betongpeler under fylling som rammes til fjell skal ha samme innmeisling og etterramming som ved brufundament.

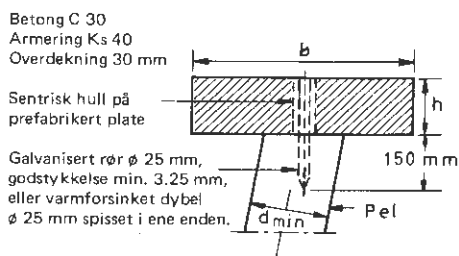
Spissbærende peler av tre bør bare brukes når pelene rammes til harde lag f.eks. morene, eller ved ramming til fjell med et relativt fast lag over fjell som hindrer skrens og knekking av pelene. Pelene må ha spissdiameter minst 5". Trepeleer kan belastes inntil  $9 \text{ N/mm}^2$  ved normale rammeforhold. Peler eller deler av peler som ikke står i vannmettet grunn impregneres (3).

KAPITTEL 3

**d. Utførelse av plater (striper)**

Pelarbeidene medfører massefortrengning og terrenghevning. I leire avtar hevingen etterhvert som poretrykket utjevnes. Det er derfor gunstig med et opphold mellom peleramming og utlegging/støping av plater. Grunnen rundt pelene avrettes med grus før utlegging/støping av platene.

Dimensjonering og utforming av prefabrikerte plater er vist i figur 11. Platene utføres kvadratisk med sidekant  $b$  og symmetrisk armering. Ved plasstøpte plater økes tykkelsen med 50 mm. Ved betongpeler støpes platene på stedet.



P	b		500		600		700		800		1 000		1 200		$d_{min}$
	h	n	h	n	h	n	h	n	h	n	h	n	h	n	
100	120	5	130	5	130	6	140	7							175
140	130	5	140	6	150	7	155	8	155	11	160	13			200
190	140	6	150	6	160	7	160	9	170	12	175	15			225
250	150	6	160	7	170	8	180	10	195	14	205	17			225
300					185	9	195	11	210	15	220	19			225

- P = last, kN
- b = sidekant, mm
- h = platetykkelse, mm
- $d_{min}$  = min diameter på pelende mot plate, mm
- n = antall armeringsjern  $\phi 12$  i hver retning

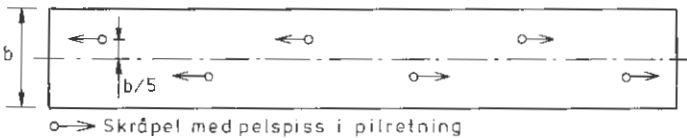
Figur 11. Dimensjonering og utforming av prefabrikerte plater.

For trepeler brukes både prefabrikerte og plasstøpte plater. Pelens ende avkappes horisontalt i nivå med grusunderlaget, og slik at endeflaten ikke blir konveks. Rør eller dybel slås gjennom hullet i platen og ned i pelen, figur 11. Ved plasstøpte plater slås først rør eller dybel ned i pelen, hvorefter det støpes.

Platene/stripene må ikke legges ut eller støpes dersom det er tele i grunnen eller fare for rystelser. Etter at platene er lagt ut eller støpt, må frostskafer unngås.

### e. Peleplan

Peleavstand bestemmes av belastning, platestørrelse og dekningsprosent. Ved betongstriper er det gunstig at pelene settes vekselvis på hver side av stripens midtakse med eksentrisitet ca.  $1/5$  av stripebredden som vist på figur 12.



Figur 12. Stripe med eksentrisk peleplassering.

Peleplanen må utformes slik at det ikke oppstår resulterende horisontalkrefter som kan forskyve enkeltpeler eller større deler av systemet. Det er vanlig å ramme pelene med helning 7:1 –5:1. Ved brede fyllinger kan peler under midtre del av fylling rammes vertikalt. På horisontalt terreng tilstrebes symmetri i peleplanen. Ved skråterreng må et flertall av pelene ha helning med pelehodet mot skråningen.

Pelerammingen bør av hensyn til massefortrengning/terrengheving starte i midten av området som skal peles.

Ved avslutning av peling kan siste pelerad få ekstra trykk- og bøyepåkjenning. Det bør derfor rammes noen ekstra pelerader, gjerne som

### KAPITTEL 3

svevende peler. Hvis pelingen går over i masseutskifting, utføres utskiftingen først, og det må benyttes pelbare erstatningsmasser i en overgangssone.

Peling under fylling blir ofte brukt ved tilløpsfyllinger til bruer. Peler under fylling bør rammes før selve brufundamentene.

#### f. Utlegging av fylling

Fyllingen nærmest overflaten skal bestå av sand, grus eller sprengt stein  $\leq 0,3$  m. Utlegging av massene utføres forsiktig med lett beltegående utstyr og første lag skal være 1 m. Komprimering av fylling utføres først ved dette nivå og med statisk virkende redskap. Vibrerende utstyr må ikke anvendes. Som regel bør det fylles i vegens lengderetning i hele vegbredde i lagtykkelser som angis på peleplanen. Massene må ikke legges ut i for tykke lag da dette kan gi ensidige horisontalkrefter og forskyvning av peler.

Trafikk som er nødvendig for utlegging av fylling kan tillates etter 1 m fyllingshøyde, men annen trafikk over platene må unngås til fyllingen har full høyde.

Ved friksjonspeler kan fyllingen først legges ut når pelene har fått tilstrekkelig bæreevne. Tidspunkt skal gå fram av peleplanen.

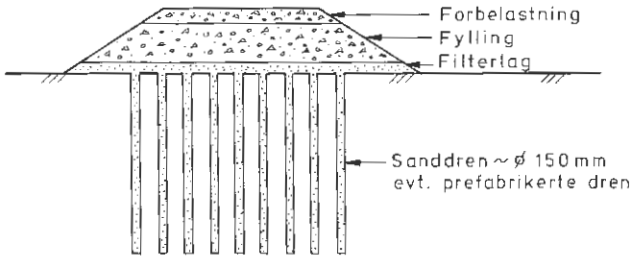
## 6. VERTIKALE DREN

Setninger i lite permeable jordarter, som leire og leirig silt, kan påskynnes ved nedsetting av vertikale dren. Dreneringen foregår i det alt vesentlige gjennom drenene som dimensjoneres slik at det meste av setningene finner sted før overbygningen legges ut. Størst effekt oppnås når vertikale dren kombineres med forbelastning ved at fyllingen legges ut med overhøyde. Fyllingen må ikke legges ut hvis det er tele i grunnen.

Dreneringen vil etter en tid føre til at skjærfastheten øker. Dette kan en i enkelte tilfeller dra nytte av ved å bygge opp fyllingen i flere etapper.

#### a. Sanddren

Dypdrenering med vertikale sanddren under en vegfylling er skjematisk vist på figur 13. Drenene føres opp i et filterlag under fyllingen. Filter-



Figur 13. Dypdrenering med vertikale sanddren.

laget tjener også som arbeidspute ved dreinsinstallasjonen og bør være ca. 0,5 m tykt. Drenenes senteravstand bestemmes ut fra krav til setningshastighet. Dreinsvannet sikres avløp.

### b. Prefabrikerte dren

Prefabrikerte dren består gjerne av en taggete eller ribbete plastkjerne omgitt av et filter. De vanligste typene har rektangulært tverrsnitt, ca. 4 mm x 100 mm og leveres i ruller.

Installasjonen skjer med spesielt utstyr. I bløte sensitive leirer kan det oppstå problem ved at drenene ikke får tilstrekkelig forankring og følger med ved opptrekk av installasjonsutstyr. Nedpressing gjennom harde lag kan skade drenene, og forboring kan bli nødvendig. På grunn av det lille tverrsnittet, vil installasjon av prefabrikerte dren medføre liten omrøring av grunnen. Drenene føres opp i et filterlag under fyllingen, slik som beskrevet for sanddren, og vannet sikres videre avløp fra filterlaget.

## 7. KALKSTABILISERING

Traubunn av bløt leire og silt med relativt høyt vanninnhold eller oppbløtt på grunn av nedbør og omrøring av anleggsmaskiner, kan stabiliseres med innblanding av kalk. Kalkstabilisering kan bare sees på som en forbedret arbeidsplattform.

### KAPITTEL 3

#### a. Krav til materialene

Jorden i traubunnen må ikke inneholde større steiner enn ca. 50 mm da dette kan hindre effektiv innblanding av kalk. Det vil gå med ca. 5 prosent kalk (10–15 kg pr. m<sup>2</sup>) til å stabilisere et 150 mm komprimert lag. Ulesket kalk binder vann under leskeprosessen og bør brukes når vanninnholdet er høyt.

Grunn med lav udrenert skjærfasthet, høyt vanninnhold (ca. 30% av tørrmassen) og med en flytegrense under jordartens vanninnhold kan stabiliseres med god virkning. Ved alt for høyt vanninnhold vil den ønskede stabiliserende virkning utebli.

#### b. Krav til utførelse

Traubunnen skal være grovplanert. Kalken spres utover trauet så jevnt som mulig. Fresing bør utføres i 0,2 m dybde. Ved første gangs fresing skjer det en vesentlig endring i jordartens struktur, men fresingen skal fortsette til man får en homogen blanding. Komprimeringen utføres umiddelbart etter avsluttet fresing. Komprimeringsutstyret tilpasses undergrunnens bæreevne. Overflaten blir fast og kan formes til forskriftsmessig jevnhet og tverrfall for bedre avrenning. Umiddelbart etter stabiliseringsarbeidene bygges forsterkningslaget opp på vanlig måte.

Arbeider med ulesket kalk utføres under strenge sikkerhetsregler. Spesielt påsees at det blir brukt vernebriller.

## 8. ANDRE TILTAK

Setninger reduseres eller påskyndes ved fjerning av spesielt kompressible lag, eventuelt ved at fyllingene bygges høyere enn angitt og blir liggende med ekstra masse gjennom deler av byggetiden (forbelastning). Bæreevnen i grunnen kan forbedres bl.a. ved komprimering, etappevis belastningsøkning, bruk av Well-points, elektroosmose eller dypstabilisering med salt eller kalk.

På bløt grunn kan det bli nødvendig å forsterke overflaten for å få avviklet anleggstrafikk og lagt ut overbygningen. Ved siden av drenering er de viktigste tiltakene masseutskifting med sand/grus eller tørrskorpe-

leire, eventuelt kombinert med utlegging av fiberduk. På spesielt bløt grunn vil to lag bakhon lagt i kryss over fiberduken kunne gi tilfredsstillende bæreevne.

## D. Forarbeider

Arbeid utenfor eksisterende vegområde kan ikke utføres uten at det er ervervet rettigheter til dette, enten ved minnelig avtale eller ekspropriasjon. Dersom arbeidet settes i gang før avtale foreligger eller skjønnet er rettskraftig, må grunneiere og rettighetshavere gi samtykke, eller det må innhentes særlig tillatelse etter Oveigningslovens § 25.

I tillegg til nødvendig grunnerverv må det også erverves rett til avskjæring av overflatevann, bortledning av vann fra vegområdet, adkomstrett til vegområdet, lagerplasser, dumpeplasser etc. (4, 5).

### 1. FORHOLD TIL NABOER

Ved de fleste veganlegg vil grunneiere og naboer til anlegget ha hatt anledning til å gjøre seg kjent med prosjektet gjennom planleggingsprosessen. I mange tilfeller vil det likevel være ønskelig å gi en generell orientering før anleggsarbeidet starter.

I løpet av anleggsperioden vil det ofte bli diskusjon om skader på naboeiendommer på grunn av rystelser fra sprengning og komprimering, steinsprut eller setninger. Før arbeidet settes i gang, bør derfor eksisterende skader på naboeiendommer registreres av en upartisk fagmann som er oppnevnt med grunneierens samtykke.

Dersom det er fare for forurensning av vanninntak eller endring av vanntilsiig, bør det tas vannprøver og tilsigsprøver fra brønner o.l. før anleggsstart.

### 2. FLYTTING AV JORD- OG LUFTLEDNINGER INNEN VEGOMRÅDET

Flytting av jord- og luftledninger som vannledninger, elektriske ledninger og -kabler, telegraf- og andre kommunikasjonslinjer, oljeledninger, taubaner, terrengheiser m.v. bør som regel utføres av vedkommende eier



### KAPITTEL 3

mot betaling. Avtale om flytting bør inneholde frist for fullføring av arbeidene.

Når det gjelder forholdet til berørte grunneiere og rettighetshavere, vises til pkt. 2.5 i «Alminnelige skjønnsforutsetninger ved eiendomsinn-grep etter vegloven av 21. juni 1963 § 50, jfr. § 29» (6).

«Nødvendig omlegging av eksisterende elektriske ledninger, grøf-ter, drensledninger, vannledninger, offentlige og private kloakk-ledninger, med eventuelle kummer m.v. besørgeres foretatt av eks-proprietanten og er derfor skjønnet ivedkommende. Senere repara-sjoner og vedlikehold av de nevnte innretninger påhviler eieren av disse.

Vegvesenet vil i forbindelse med anleggsarbeidet legge eksisteren-de private vannledninger, elektriske kabler m.v. i varerør der hvor ledningene ved ekspropriasjonen kommer innenfor vegens eien-domsområde. Dette spesifiseres i de spesielle skjønnsforutsetnin-gene.

Reparasjons- og vedlikeholdsarbeide innenfor vegområdet må bare utføres etter anvisning av vegmyndighetene og slik at trafikken ikke stoppes eller unødig hindres.»

I forbindelse med veganlegg gjelder også «Bestemmelser om forholdet mellom offentlig veg og elektriske ledningsanlegg» (7), særlig §§ 24–30.

### 3. HOGGING AV SKOG

Hogstområdet avgrenses i forhold til grensen for vegområdet. Går veg-linjen gjennom eldre jevnvokst skog, er det den første tiden fare for trefall i grensen mot ryddet område. Det kan da bli aktuelt å hugge så langt ut at trær som faller ikke kan slå inn på kjørebanelen. Omfanget av ekstra-hogsten avklares før grunnervervet og takseres i forbindelse med dette.

Nærmere retningslinjer om hogst i veglinjer behandles i de alminnelige skjønnsforutsetninger (6).

#### 4. RYDDING AV HOGSTAVFALL, STUBBER OG RØTTER

Arbeidet med rydding av hogstavfall, stubber og røtter kan gjerne utføres i vinterhalvåret, spesielt hvor snømengdene ikke er for store.

Avfall som ikke skal brennes bør transporteres til dumpeplass straks. Røtter og stubber kan legges utenfor foten av fyllinger eller i støyvoller dersom de blir dekket med andre masser. Avfallet kan også plasseres i motfyllinger når det blir tatt hensyn til den densitet slike masser vil oppnå.

Ved brenning av skogsavfall, må det ved fare for skadebrann, innhentes nødvendig tillatelse fra ansvarlige myndigheter, i henhold til gjeldende forskrifter (8).

Stubber, røtter, kvister og annet skogsavfall fjernes alltid hvis skjæringsmassene skal brukes i vegfyllinger. Avfallet tillates ikke brukt i vegkroppen.

Under vegfyllinger kuttes busker og kratt ned til terrenget og fjernes.

I tillegg skal alle stubber som ligger nærmere prosjekttert vegdekke enn 1,5 m graves opp og fjernes.

#### 5. FJERNING AV MATJORD, TORV OG MOSE

Dersom ikke en høyere nytteverdi tilsier at matjord blir fjernet, gjelder følgende regler:

- Matjord fjernes alltid på skjæringsområder ved bygging av veg som utstyres med fast dekke, dersom skjæringsmassene skal benyttes i vegfyllinger. Grusveger kan bygges med litt matjord i fyllingsmassene når disse fra før er telefarlige. Humusinnholdet må imidlertid ikke utgjøre mer enn 6% av tørrmasse.
- Matjord fjernes alltid under fyllinger der terrenget skråner 1:6 eller mer i vegens tverretning. Matjord må også fjernes i slakere terreng under fyllinger når det stilles særlig strenge krav til setnings- og stabilitetsforhold, f.eks. for en fylling som skal bære et brufundament. Matjord skaves av terrenget under prosjektterte fyllinger lavere enn
  - 2,0 m ved vegger med grusdekke
  - 3,0 m ved vegger med fast dekke

### KAPITTEL 3

For grastorv, skogstorv og myr i lagtykkelse mindre enn 0,3 m, gjelder de samme regler som for matjord. Framgangsmåten ved fundamentering på tykkere avsetninger av torv eller andre sterkt humusholdige jordarter er avhengig av flere forhold, og må vurderes av sakkyndige i hvert enkelt tilfelle. Det vises til pkt. C s. 68.

## 6. TERRENGGRØFT

Overflatevann må ofte avskjæres på oversiden av vegskråninger, se s. 310. Grøftebehovet vil avhenge av:

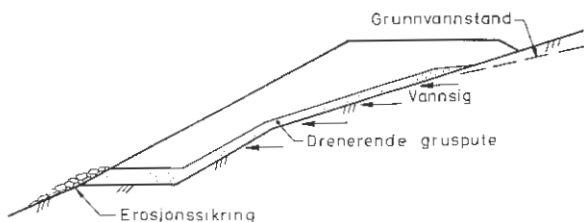
- Nedbørmengde, topografi og avrenningsforhold
- Skjæringsdybde og fyllingshøyde
- Jordart, undergrunn og fylling
- Mulighet for iskjøving

I jordbruksterreng sørges det spesielt for at ikke fyllingene ødelegger den naturlige drenering av ovenforliggende terreng. Om nødvendig brukes avskjærende grøfter i fyllingsfoten.

Grøftene må, så langt det er praktisk mulig, bygges før skjærings- og fyllingsarbeidene tar til.

## 7. DRENERENDE GRUSPUTE

I tverrskrånende terreng med vannsyk grunn, legges det ut drenerende gruspute under fyllinger i de tilfeller oppbløting kan tenkes å resultere i siging eller undervasking, se figur 14. (Alternativt kan grunnvannsnivået senkes under opprinnelig terreng ved drenering).



Figur 14. Gruspute under fylling i tverrskrånende terreng.

En drenerende gruspute er i slike tilfeller alltid nødvendig når fyllinger bygges opp av leire eller av andre materialer som får sterkt redusert fasthet når de er oppbløtt. Videre må det legges ut en filtrerende gruspute i de tilfeller forskjellen i grunnens og fyllingens drenerende evne er stor, og det kan oppstå undervasking.

En drenerende gruspute under vegfyllinger avsluttes utenfor fyllingsfoten og sikres mot erosjon.

## E. Skjæring i jord

Skjæringsmasser i jord bør kartlegges tidlig i planleggingen, slik at trasé og skjæringsprofil kan utformes med sikte på å utnytte eksisterende masser på beste måte.

Arbeidet med å ta ut skjæringsmasser påbegynnes først etter at vegetasjonen og humusholdige jordarter er fjernet fra skjæringsområdet som anvist i pkt. 5 s. 85.

På bløt grunn må skjæringsbunnen ofte forsterkes etter hvert for at laste- og transportutstyr skal komme fram, se pkt. 7 og 8 s. 81 og 82.

I tilfeller hvor det kan oppstå fare for utglidning av skjæringssskråninger, utføres spesielle stabilitetsundersøkelser, se s. 67.

## 1. UTFORMING AV SKJÆRINGSPROFILET

### a. Helninger

Skråningshelning i jord tilpasses jordartens stabilitetsegenskaper samt erosjonsforholdene.

I faste morener og usorterte friksjonsmaterialer vil helning 1:1 1/2 være vanlig, dersom annet ikke er spesifisert.

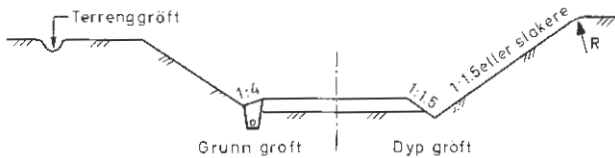
I leire, silt og finsand bør i de fleste tilfeller velges helning 1:2. Er det tvil om stabilitetsforholdene, foretas geotekniske undersøkelser for å fastsette skråningshelningen. Skjæringstoppen gis en avrunding.

I tilfeller der overflatevann ventes å forårsake skadelig erosjon, bygges det en avskjærende terrenggrøft. Ytterligere sikring mot skader i form av overflateglidninger og erosjon i jordskråninger må under vanskelige forhold utføres etter retningslinjer i kapittel 8.

I forbindelse med landskapsmessig behandling av vegomgivelsene kan det være ønskelig å velge andre utforminger både når det gjelder skråninger og grøfter.

### b. Grøfteprofil

Drenering av overbygningen utføres enten ved hjelp av grunn sidegrøft med lukket drensledning eller ved hjelp av dyp sidegrøft, se figur 15.



Figur 15. Skjæring i jord.

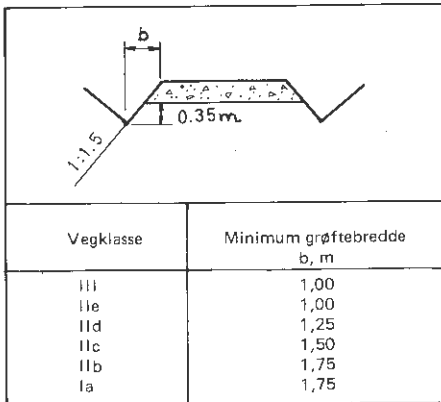
Dyp sidegrøft gis sidskråning 1:1½ eller slakere og føres min. 0,35 m dypere enn underkant av overbygningen.

Grunn sidegrøft gis ikke slakere sidskråning enn 1:4, og føres ut til minimumsbredde som bestemt for vegklassen, se figur 16. Skråningen velges slik at grøftearealet sikrer nødvendig vannavrenning.

Plassering og utforming av drenggrøft er nærmere beskrevet på side 173 til 179.

Minstekrav til grøftebredde er gitt i figur 16. Grøftebredden vil imidlertid avhenge av:

- siktkrav
- snøforhold
- skjæringshøyde
- avrenningsforhold osv.



Figur 16. Minstekrav til grøftbredde.

### c. Valg av grøftetype

Bruk av ulike grøftetyper behandles i kapittel 5 s. 173. Ved valg av grøftverrsnitt bør man legge vekt på disse faktorene:

Dyp sidegrøft: Enkel utførelse  
 God snølagring  
 Arealkrevende  
 Stort masseuttak  
 Trafikkfarlig

Grunn sidegrøft: Mer trafiksikker  
 (lukket drene- Lite arealkrevende  
 ring)

## 2. GRAVING OG UTLASTING

Skjæringer bør ved vanlig framdrift tas ut i fullt profil etter hvert og uten at skråningene blir brattere enn planene viser. Tilbakefylte masser i skjæringssskråninger vil lett bli ustabile.

I leirterreng og ellers hvor det er fare for ras, må skjæringssskråningene ikke på noe tidspunkt bli brattere enn forutsatt.

Skjæringsbunnen må til en hver tid utformes slik at det sikres gode avrenningsforhold. Sidegrøfter og traubunn planeres nøyaktig.

### KAPITTEL 3

Uansett dekketype på ferdig veg gis planum et tverrfall på min. 3% for å sikre god avrenning. Dette gjelder også for fyllinger.

I en veg som ikke gis frostsikker overbygning, må det i overgang mellom telefarlig og ikke telefarlig grunn bygges en utkiling av telesikre masser, se kap. 2 s. 47.

Før overbygningen påføres, kontrolleres skjæringsprofilen. I skråninger tolereres avvik  $\pm 250$  mm fra teoretisk profil, i planum  $\pm 50$  mm. Etter at planum er ferdig og kontrollert, må det ikke trafikkeres med anleggsutstyr som kan føre til spordannelse.

## F. Skjæring i fjell

### 1. AVDEKNING

Avhengig av bruksområde for sprengningsmassene fjernes løsmasser over fjelloverflaten etter en av følgende nøyaktighetsklasser:

- Fullstendig rensking av fjellet. Utføres vanligvis manuelt ved graving og/eller vann/luftspyling
- Avdekning av fjellet slik at maksimalt  $0,05 \text{ m}^3$  løsmasser pr.  $\text{m}^2$  blir liggende igjen
- Avdekning i den grad det er nødvendig for boring og ladning

Avdekningsklasse a velges når massene skal brukes som tilslag til asfalt e.l. eller når avdekningsmassene er spesielt telefarlige eller humusholdige.

Avdekningsklasse b velges når:

- Sprengningsmassene brukes i overbygningen
- Massene brukes i de øverste 1,5 m av steinfyllingen
- Fjellet dypsprenge
- Fjellskjæringsdybden er  $\leq 3$  m

For øvrige sprengningsarbeider kan avdekningsklasse c brukes.

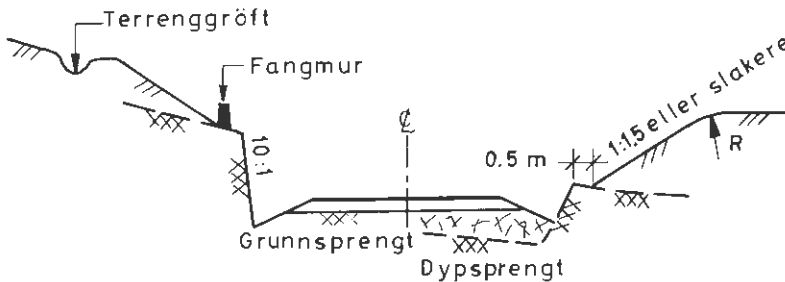
Avdekningen utføres til en avstand på minst 1,5 m fra prosjektet skjæringskant. Etter avsluttet sprengnings- og renskearbeid skal fjellet være avdekket i minst 0,5 m bredde utenfor endelig skjæringskant.

## 2. UTFORMING AV SKJÆRINGSPROFILET

Helning av skjæringsskråning i fjell avpasses etter fjellkvalitet. Spesielt vurderes følgende forhold:

- Stabilitet. Fjellet utenfor skjæringen må sikres mot utglidning
- Rasfare. Løse stein fra skjæringen eller overforliggende terreng må ikke falle ut i vegen

Vanligvis bør helning 10:1 brukes i godt fjell. Der det er fare for steinnedfall, men ikke større glidninger og skred bør skjæringen utføres mest mulig loddrett, med grøft for oppfangning av nedfall.



Figur 17. Skjæring i fjell med overdekning.

Normalprofil for fjellskjæring med jordoverdekning er vist i figur 17. Skjæringen utføres med helning 10:1. Figuren viser også eksempler på sikringstiltak (terrenggrøft, fangmur). Minstekrav til grøftebredder er gitt i figur 16 s. 89. Praktiske grøftebredder bestemmes av massebalanse, siktforhold, faren for nedfall, utglidninger, iskjøving og behov for snølagring.

Mindre fjellskjæringer eller mindre fjellpartier i jordskjæring bør gis samme helning som jordskjæring (normalt 1:1 1/2).

I korte fjellskjæringer legges traubunnen på samme nivå som tilstøtende jordskjæringer, med lik og gjennomgående overbygning i hele fjellskjæringen. Når vegen ikke bygges frostsikker, bygges det utkilinger som angitt i kapittel 2 s. 47.



### 3. SPRENGNING

Fjellskjæringer bores og sprenges slik at skjæringsveggene blir minst mulig opprevet. Hullene i konturen bores med stor nøyaktighet og lades svakt. Det bør skytes prøvesalver. Vanligvis bør sprengning av konturen utføres som presplitt eller slettsprengning. Hulldiameter, hullavstand og lading vurderes særskilt for hvert enkelt prosjekt.

Vegskjæringer utføres som dypsprengning eller grunnsprengning. Valg av alternativ avhenger av ulike forhold som:

- Boreutstyr
- Fjellkvalitet
- Omfang av anleggstrafikk

Grunnsprengning bør velges der bergarten eller andre forhold kan gi mulighet for telefarlig materiale i eller under utlastningsnivået.

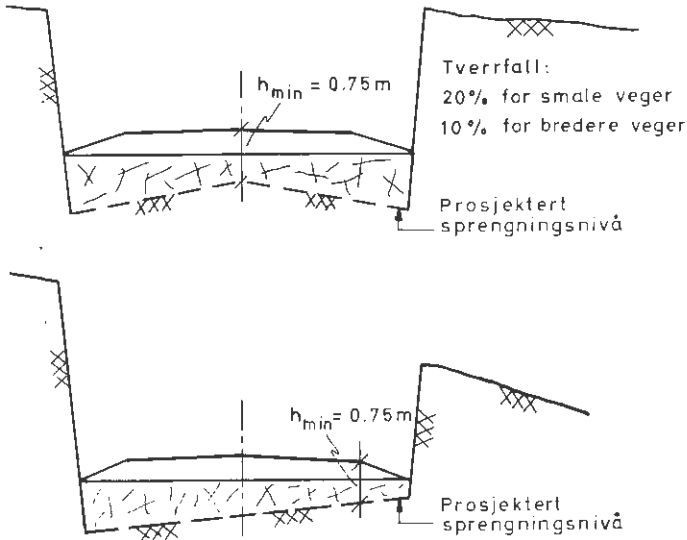
I terreng med svært ustabile jordmasser i nærheten av sprengningsstedet må det vurderes å utføre sprengningsarbeidene som forsiktig sprengning.

#### a. Dypsprengning

Ved dypsprengning bores og sprenges fjellet til et nivå som ligger under endelig utlastningsnivå.

Dybde og form på dypsprengningen kan variere, men det må sikres at minsteavstanden til ferdig vegbane er større enn 0,75 m. Det må bores til et nivå som ligger  $0,3 \cdot V$ , der  $V$  er holdet, under prosjektert sprengningsnivå.

Eksempler på profil for dypsprengning er gitt i figur 18.



Figur 18. Dypsprengning.

Dypsprengningen utføres slik at den blir dypest under grøftene. Dette minsker tilgangen på vann i frysesonen under vegbanen.

Dypsprengningen foretas samtidig med øvrige sprengningsarbeider i skjæringen.

I spesielt finstoffrike bergarter kan det være aktuelt å foreta utlastningen i to trinn. I første omgang lastes massene ut til et nivå i nærheten av ferdig veg. Etter at det meste av anleggstrafikken er unnagjort, fjernes infiserte masser, minimum tilsvarende nødvendig overbygningstykkelse.

Sidegrøftene tettes slik at ikke overflatevann trenger inn i trauret. Fiberduk kan brukes for å hindre finstoffinntrenging. Ved lange skjæringer må det overveies å legge egen dremsledning, se s. 179.

## b. Grunnsprengning

Ved grunnsprengning skal utlasting alltid skje til fast fjell, og det må ikke ligge igjen mer enn  $0,05 \text{ m}^3$  løs masse pr.  $\text{m}^2$ .

Fast fjell tillates å stikke inntil 50 mm over teoretisk traubunn på

### KAPITTEL 3

enkelte steder. Opp til underkant overbygning (traubunn) må det fylles med ikke telefarlig materiale, eventuelt med materialer av samme kvalitet som på tilsvarende nivå i overbygningen for øvrig.

Bunn av drengroft bør ligge dypere enn gryter i traubunnen og minst 1.0 m under bunn sidegroft, se figur 21 s. 180.

## 4. RENSK AV SKRÅNINGER

Veggene i en skjæring renskes for alt løst fjell. I fjellskjæringer kan enkelte nabber stikke inntil 0,5 m innenfor teoretisk profil. Forutsetningen er at drengveiene ikke blokkeres. Større blokker eller flak som kan tenkes å gli ut, sprenges bort eller sikres med fjellbolter, utstøping e.l.

Tilsvarende rensking utføres i fjellsider som ligger inntil en veg, selv om det ikke har vært sprengt i disse i forbindelse med anleggsdriften.

## G. Fyllinger

Vegfyllinger bygges opp av slike materialer og slik at glidninger, setninger og telehiving som gir ujevn vegbane unngås mest mulig.

Før oppbygging av vegfyllinger kan påbegynnes, må fyllingsområdet være avdekket og klargjort som angitt i pkt. 5 s. 85.

På byggegrunn der vegfyllinger kan tenkes å føre til utglidning eller skadelige setninger, må forholdene avklares med spesielle geotekniske undersøkelser før arbeidet settes igang.

Løsmasser med ulike byggetekniske egenskaper, bør legges ut i horisontalt adskilte lag eller med utkiling mellom de ulike materialer for å oppnå jevnest mulig kvalitet, se kapittel 2 s. 47.

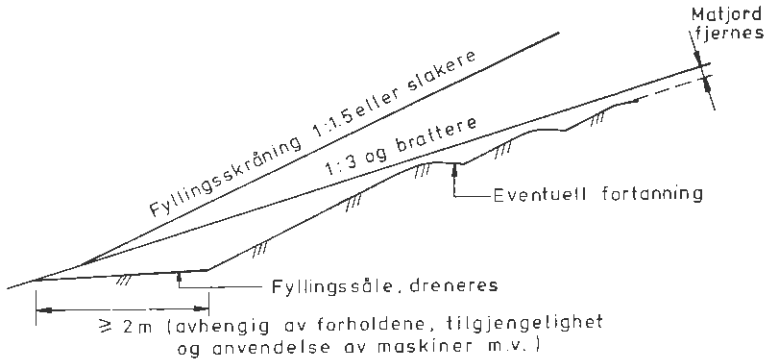
Fyllmasser med gode stabilitetsegenskaper bør plasseres i de deler av fyllingen som har sterkest påkjønning. Disponible ikke-telefarlige løsmasser plasseres i frostsone under vegens overbygning.

### 1. FYLLINGSSÅLE I TVERRSKRÅNENDE TERRENG

For å oppnå god stabilitet for fyllinger i tverrskrånende terreng er det nødvendig med god kontakt mellom fylling og underliggende terreng. Matjord og andre svake løsmasser fjernes og det sørges for god fyllingsfot.

### a. Fyllingssåle i jordterreng

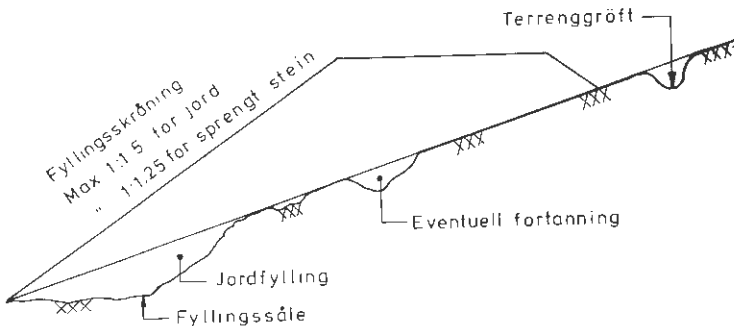
Når terrenget skråner brattere enn 1:3 i vegens tverretning tas det ut en såle i foten av fyllingen. Dersom undergrunnen består av fast lagrede kohesive jordarter (leire), kan det i tillegg graves ut fortanninger lenger oppe i bakken, se figur 19. Hvor forholdene ikke tillater lagvis oppfylling, bør det graves en minst 0,5 m dyp grøft som fortanning ved fyllingsfoten. Grøften må ha avløp og være drenerende.



Figur 19. Fyllingssåle ved skråning 1:3 og brattere.

### b. Fyllingssåle i fjellterreng

Det må sprenges ut en fyllingssåle når terrenget skråner brattere enn 1:3. Dessuten bør det sprenges fortanning når fjelloverflaten er glatt.



Figur 20. Fyllingssåle ved fjellhelning 1:3 og brattere.

## 2. UTFORMING AV FYLLINGSPROFILET

Skråningshelning i jord tilpasses jordartens stabilitetsegenskaper og erosjonsforholdene.

I faste morener og usorterte friksjonsmaterialer vil helning 1:1 1/2 være vanlig dersom helningen ikke bestemmes av andre forhold. For leire, silt og finsand bør helningen være 1:2 eller slakere. Er det tvil om stabilitetsforholdene, må det foretas geotekniske undersøkelser for å fastsette skråningshelningen.

Steinfyllinger skal legges opp med sideskråninger i helning 1:1 1/2 når ikke annet er spesifisert. Skråningshelninger inntil 1:1 1/4 kan foreskrives når det brukes fyllmasser av ren og gradert sprengt stein.

Skråningshelninger må i tillegg vurderes i forhold til massebalanse, rekkverkbehov, landskapsutforming etc.

## 3. UTLEGGING AV FYLLINGER – KOMPRIMERING

### a. Fylling for veg med fast dekke

Veg med fast dekke betyr i denne sammenheng veg med betongdekke eller bituminøst dekke medregnet asfaltrik oljegrus og asfaltløsningsgrus.

#### *1. Krav til fyllmassene*

Friksjonsjordarter må legges ut ved vanninnhold nær det optimale. Leire, unntatt tørrskorpeleire, bør vanligvis ikke brukes. Snø, is eller teleklumper må heller ikke finnes i massene. Jord må ikke inneholde stein som bygger mer enn halve lagtykkelsen under utlegging. For vinterdrift, se s. 441

For steinfyllinger kan det brukes steinstørrelser som bygger inntil 2/3 av lagtykkelsen ved utlegging. I øvre 0,75–1,0 m av steinfyllingen må det nyttes godt drenerende og ikke-telefarlige masser. Teleklumper, snø eller is må heller ikke forekomme i slike mengder at det dannes snø/is-lag eller store teleklumper.

Tilfredsstillende steinmaterialet kravene til klasse 5 eller bedre, kan steinfyllingen erstatte forsterkningslaget i overbygningen, se kapittel 4. s 114.

Mold, torvrest, røtter, skogsavfall og andre humusmaterialer tillates ikke i fyllinger.

## 2. Krav til utleggingen

Fyllinger bør normalt legges ut og komprimeres på en slik måte at det ikke oppstår egensetninger etter byggetiden, og slik at man oppnår størst mulig homogenitet i horisontal utstrekning. Fyllmasser som gir ulike setninger og/eller telehiving skal skjøtes sammen i en kile i stigning 1:10 i vegens lengderetning ned til ca. 2,0 m under vegens overflate. Under dette nivå kan overgangen være brattere.

Jordfyllinger skal legges ut lagvis. Avhengig av vegens standard komprimeres hvert lag til min. 95–97% av Standard Proctor. Under 3 m's dybde komprimeres fyllinger av friksjonsjord til 93–95% Standard Proctor.

Figur 21 gir veiledning for valg av utstyr for og antall overfarer ved utlegging av fyllinger. Dette er å betrakte som retningsgivende og skal om nødvendig justeres etter komprimeringskontroll.

Tørsskorpeleire med vanninnhold mindre enn 30% av tørrmasse kan brukes til oppbygging av vegfyllinger når arbeidet utføres under gunstige værforhold. Leiren skal legges ut i inntil 0,2 m tykke lag. Massene tippes godt inne på det lag som er under utlegging og skyves fram i en kile med planeringsutstyr samtidig som det knas godt ut. Legges det ut leirfyllinger høyere enn 3 m, må det utføres spesielle undersøkelser av setninger og egenstabilitet.

Steinfyllinger må i enkelte tilfeller legges ut og komprimeres lagvis. Dette gjelder fyllingsfot i tverrskrånende terreng helning  $\geq 1:3$  og fyllinger hvor set stilles strenge krav til setninger, f.eks. fyllinger under fundament og fyllinger inntil bruer. Ellers kan steinmassene tippes fra endetipp i 1,0 m's dybde under planeringen og komprimeres med minimum 5 tonns vibrerende slepevals som gjør 5 overfarer. Toppen av steinfyllinger i 0,75–1,0 m's tykkelse legges ut som eget lag etter forutgående komprimering av utplaneringsnivået. Steinmassene tippes inne på det lag som er under utlegging og skyves ut med planeringsutstyr.

Dersom fyllinger legges ut på frossen mark må det ventes setninger når jorden tiner. På slike fyllinger må ikke overbygningen legges ut før jorden under fyllingen er tint opp og setningene avsluttet.

Planum planeres med en nøyaktighet på  $\pm 50$  mm i forhold til teoretisk traubunn. Tverrfall på jordfyllingen er min. 3%.

Underbygningsmateriale	Konsistens	Komprimeringsutstyr	Masse, tonn	Lagtykkelse, mm	Antall passeringer	Merknad	
Utsprengt fjell	–	Vibrerende slepevals	5–8	500–2000	5	Krav	
Grus, sand, selvdrenerende	Bløt	Vibrerende slepevals Selvgående vibrerende vals Gummihjulsvals	5–6 6–8 6–8	200–600	4–6		Veiledning
	Tørr	Vibrerende slepevals Selvgående vibrerende vals	6–8 8	200–300	6–8	Fyllmassen bør vannes	
Finsand, silt	Bløt	Beltemaskin	8–10	200	2–4	Fare for erosjon	
	Tørr	Vibrerende slepevals Gummihjulsvals	6–8 16	200	4–6	Fare for erosjon Fyllmassen bør vannes	
Leire, siltig leire	Bløt	Beltemaskin (lavt marktrykk)	8–10	200	2–4		Krav
	Tørr	Gummihjulsvals	18	200	2–4		

Figur 21. Komprimering av underbygning (fyllinger). Oppgaven over lagtykkelse og antall passeringer er veiledende. Oppnådd komprimeringsresultat forutsettes målt.

### **b. Breddeutvidelse av eksisterende veg som skal forsynes med fast dekke**

Med breddeutvidelse av eksisterende veg menes en utvidelse slik at den nye vegbanen blir liggende delvis på gammel og delvis på ny fylling i vegens tverretning.

#### – Krav til fyllmasse

fyllmasser med samme teletekniske egenskaper som i den eksisterende veg bør tilstrebes.

#### – Krav til utlegging

Ved breddeutvidelse etableres det god kontakt til eksisterende fylling. Når gammel fyllingsskråning inneholder lag av organiske materialer eller andre lite bæredyktige masser, fjernes slike masser. Ustabile masser under vegskuldrene fjernes helt inn til overbygning for eksisterende veg.

Så langt som mulig utføres breddeutvidelser bare til en side i tverrprofilen. Geotekniske undersøkelser utføres hvor det er fare for at tyngden av prosjektert fylling kan føre til utglidning eller hvor det kan oppstå store deformasjoner i undergrunnen.

### **c. Fylling for veg med grusdekke**

Veg med grusdekke betyr i denne sammenheng veg som er forutsatt å ligge minst 10 år med grusdekke.

#### – Krav til fyllmasse

Tørrskorpeleire kan brukes.

Fyllmassene må ikke inneholde stubber, røtter eller skogsavfall. Bare små mengder humusmaterialer må forekomme, ikke over 3% av mineraljordens tørrmasse. Snø, is og teleklumper bør bare forekomme i uvesentlige mengder. Ved lengre byggetid kan det tolereres noe mer humusmaterialer (inntil 6%), snø, is eller teleklumper.

#### – Krav til utlegging

Fylling av grovkornige friksjonsjordarter og steinfyllinger kan utføres som endetipp fra nivå med traubunn.



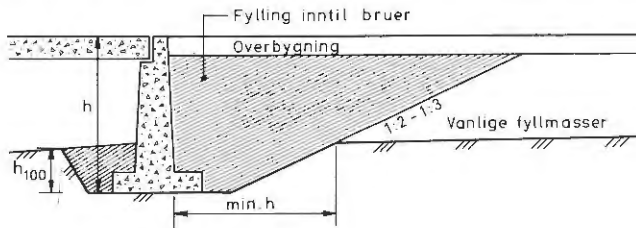
### KAPITTEL 3

Finkornige friksjonsjordarter kan legges ut i lag på 0,2–0,4 m, avhengig av korngraderingen.

Tørrskorpeleire legges ut i lag med inntil 0,2 m tykkelse. Massene tipper på det lag som er under utlegging og skyves fram i en kile med planeringsutstyr.

#### d. Fylling inntil bruer

Fylling inntil bruer betyr i denne sammenheng fylling rundt fundamenter og den del av tilstøtende vegfylling som er skravert på figur 22.



Figur 22. Fylling inntil bruer.

#### – Krav til fyllmassene

Bakfyllingen må ikke utføres med telefarlige materialer. Større steiner enn 30 cm må ikke forekomme i massene nærmest betongkonstruksjonen.

Fylling inntil bruer utføres med lett komprimerbare friksjonsmasser. Fyllmassene må ikke inneholde humus, snø, is eller teleklumper.

Utkiling mellom oppbygning bak landkar og tilstøtende veg, se kap. 2 s. 47.

#### – Krav til utlegging

Vibrerende komprimering med tungt utstyr må ikke utføres inntil brukar eller ikke-ettergivende forstøtningsmur som ikke er dimensjonert for den øking i jordtrykk som slik vibrering i fyllmassene vil forårsake.

Innenfor en avstand lik høyden av landkaret legges bakfyllingen opp lagvis og komprimeres med vibrerende plate, se figur 22. Tykkelsen på lagene er avhengig av jordart og komprimeringsutstyr. Komprimeringskrav, se s. 97.

Samme forhold gjelder for forstøtningsmur langs vegfylling.

Kontroll	Tilsyn	Klassifisering av fyllmasse, 1 prøve for hver <sup>1)</sup>	Komprimeringskontroll 1 prøve for hver	Kontroll av lagtykkelser, jevnhet og skråningshelning 1 kontroll for hver kjørebane
Fyllmasse				
Utsprengt fjell	Inspeksjon	Utføres ikke	Utføres ikke	200 m
Grovkornige friksjonsmasser (sand og grus)	Inspeksjon	2)	2000 tam <sup>3</sup>	200 m
Finkornige friksjonsmasser (silt)	Kont. oppsyn	1000 vlm <sup>3</sup>	1000 tam <sup>3</sup>	200 m
Leire og leirig morene	Kont. oppsyn	1000 vlm <sup>3</sup>	700 tam <sup>3</sup>	200 m

Forklaring: <sup>1)</sup> Gjelder jordartsbestemmelse. Omfatter vanligvis for friksjonsmasser kornsammensetning, humusinnhold og vanninnhold, og for leire kornsammensetning, vanninnhold, plastisitet og humusinnhold.

<sup>2)</sup> For fyllmasser til frostsone under overbygningen kreves 1 prøve for hver 700 vlm<sup>3</sup> til telefarlighetsklassifisering.

Figur 23. Kontroll ved oppbygging av fyllinger < 5 m.

### e. Kontroll

Kontroll av at foreskrevne minimumskrav til kvalitet er oppfylt, utføres ved inspeksjon, måling, feltforsøk og analyse av uttatte prøver.

I figur 23 er det satt opp en oversikt over det minimum av kontrollarbeid som utføres ved stabil drift etter at arbeidet er kommet godt i gang. Under oppstartning, før mindre arbeider, arbeider under vanskelige forhold, ved større variasjoner i materialkvalitet og der kvalitetskravene ikke er oppfylt, økes omfanget av kontrollen.

Materialtak undersøkes særskilt og godkjennes før drift settes i gang.

Dersom kontroll av en prøve viser at gjeldende krav ikke er tilfredsstillt, bør det tas ytterligere 2 prøver.

#### Referanser:

1. *Rygg, N.* (1978). Vegbygging på bløt grunn. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, Intern rapport nr. 800, Oslo, 18 s.
2. *Statens vägverk*, (1974). Bankpålning, Särtryck ur Verksamhets-håndboken, Stockholm, 65 s.
3. *Den norske Pelekomité.* (1973). Veiledning ved pelefundamentering, NGI, Oslo, 108 s.
4. *Statens vegvesen.* (1974). Grunnerverv i Statens vegvesen, Råd og synspunkter vedrørende arbeidet ved vegkontorene. Vegdirektoratet, Oslo Rundskriv nr. 6/65 til vegsjefene. Forskrifter etter veglovens § 12 og 50 m.v., Oslo
5. *Det kongelige Samferdselsdepartement.* (1965). Alminnelige skjønnsforutsetninger ved eiendomsinngrep etter § 50, jfr. § 49, i Vegloven, lov av 21. juni 1963, Oslo
6. *Statens vegvesen.* (1989). Bestemmelser om forholdet mellom offentlige veger og elektriske ledningsanlegg. Vegdirektoratet, Oslo
7. *Statens vegvesen* (1964). Lov av 29. mai 1970 om brannvern m.v. med departementets forskrifter av 26. november 1971, 15. februar 1974 og 5. juli 1977, Oslo
8. *Kommunal og Arbeidsdepartementet.* (1979). Praktisk bruk av bark i vegbygging. Barkavfall – vannforurensing. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, Meddelelse m 47, Oslo, s. 5–15.
9. *Statens vegvesen.* (1973).

# Kapittel 4

## OVERBYGNING

<b>A. Dimensjoneringsgrunnlag</b> .....	105
1. BAKGRUNN FOR DIMENSJONERINGEN .....	105
2. BEREGNING AV TRAFIKKBELASTNING .....	105
a. Grunnlag .....	105
b. Dimensjonerende trafikkbelastning, $N$ .....	106
3. INDEKSMETODEN .....	106
a. Undergrunnens bæreevne .....	107
b. Materialkoeffisienter .....	107
c. Indeksverdier .....	108
<b>B. Grusveg</b> .....	109
1. DIMENSJONERING AV OVERBYGNINGEN .....	110
a. Veg med grusdekke .....	110
b. Grusveg med overflatebehandling .....	111
2. KRAV TIL MATERIALER .....	111
<b>C. Veg med bituminøst dekke</b> .....	111
1. DIMENSJONERING AV OVERBYGNINGEN .....	111
a. Dimensjoneringstabellen .....	112
1. Kommentarer til dimensjoneringstabellen .....	112
2. Fremgangsmåte ved dimensjoneringen .....	113
b. Bruk av overbyggningskonstruksjoner som ikke er angitt i dimensjoneringstabellen .....	120
2. FILTERLAG .....	121
a. Valg av materiale .....	121
b. Krav til materialet .....	121
1. Sand/grus .....	121
2. Fiberduk .....	123
c. Utlegging .....	123
d. Komprimering .....	124

e. Toleranser og kontroll .....	124
3. FORSTERKNINGSLAG .....	124
a. Valg av materiale .....	124
b. Krav til materialet .....	124
c. Utlegging .....	125
d. Komprimering .....	126
e. Toleranser og kontroll .....	127
4. BÆRELAG .....	128
a. Bærelag av mekanisk stabiliserte materialer .....	128
1. <i>Generelt</i> .....	128
2. <i>Velgraderte materialer</i> .....	131
3. <i>Forkilt pukk</i> .....	132
b. Bærelag av bitumenstabiliserte materialer .....	132
c. Bærelag av sementstabiliserte materialer .....	132
1. <i>Sementstabilisert grus, Cg</i> .....	133
2. <i>Sementstabilisert pukk</i> .....	136
5. OVERSIKT OVER KONTROLLARBEID .....	139
a. Vurdering av materialtak før produksjon .....	140
b. Kontroll av materialene ved produksjon .....	140
c. Kontroll av utførelsen .....	140
1. <i>Utlegging</i> .....	140
2. <i>Komprimering</i> .....	142
3. <i>Høyder, jevnhet, lagtykkelser</i> .....	142
d. Aksepterte avvik fra krav .....	143
D. Veg med betongdekke .....	144
1. DIMENSJONERING AV OVERBYGNINGEN .....	145
2. KRAV TIL MATERIALER, UTFØRELSE OG KONTROLL .....	147
Referanser .....	147

## 4. OVERBYGNING

### A. Dimensjoneringsgrunnlag

#### 1. BAKGRUNN FOR DIMENSJONERINGEN

Overbygningen skal fordele belastningen fra trafikken på undergrunnen slik at det ikke oppstår skadelige deformasjoner. Nedbøyningene som kan tolereres på et vegdekke er små, i området 0,5–1,5 mm, avhengig av overbygningstype og trafikkbelastning. Dimensjoneringsmessig skilles det mellom fleksible dekker (bituminøse) og stive dekker (betong).

Overbygningens og grunnens bæreevne reduseres ved sterk oppbløting og i teleløsningen. Overbygningen må derfor bygges opp av bæredyktige, ikke telefarlige materialer som beholder tilstrekkelig bæreevne hele året.

Bæreevneparametrene for undergrunnen og de enkelte lagene i overbygningen kan bestemmes direkte ved måling. Bæreevnen i undergrunnen vil imidlertid variere gjennom året og fra år til år. Et dimensjoneringsystem må ta hensyn til slike variable uten at det blir for komplisert i bruk.

Overbygningen dimensjoneres normalt for å sikre bæreevnen i den mest kritiske perioden (vanligvis teleløsningen). Dette innebærer imidlertid at frosten de fleste steder i landet går ned i undergrunnen. Der undergrunnen er telefarlig, og særlig ved varierende undergrunnsforhold, kan man få ulemper p.g.a. ujevn telehiv. Avhengig av vegens standard og forventede teleproblemer, kan det derfor være aktuelt å utføre frostsikring, se kapittel 2 s. 38.

#### 2. BEREGNING AV TRAFIKKBELASTNING

##### a. Grunnlag

Ved beregning av dimensjonerende trafikkbelastning brukes årsdøgntra-

#### KAPITTEL 4

fikk av tunge kjøretøyer ( $\geq 3.5$  t), ÅDT-T, det året vegen er ferdig bygget.

Når aksellastfordelingen og den årlige økningen av tunge kjøretøyer er kjent, kan man bestemme antallet passeringer av de ulike aksellastgruppene vegen utsettes for i løpet av dimensjoneringsperioden.

Den nedbrytende effekt på vegen av én passering varierer med aksellastens størrelse. Ved å regne om den nedbrytende effekt hver aksellast har i forhold til en enhets-aksellast (her valgt 10 tonn) kan trafikkbelastningen uttrykkes som:

*«Sum ekvivalente 10-tonns aksler pr. felt i dimensjoneringsperioden»*

Denne summen, N, brukes som mål på trafikkbelastningen ved dimensjoneringen.

#### **b. Dimensjonerende trafikkbelastning, N.**

Årsdøgnetrafikken, ÅDT, er summen av trafikkmengden i begge retninger. Dimensjonerende trafikkbelastning, N, bestemmes ved hjelp av figur 6 s. 113, når ÅDT-T (tunge kjøretøyer) i åpningsåret er antatt. Dersom ÅDT-T ikke er kjent, kan det antas at ÅDT-T tilsvarer 10% av ÅDT.

Følgende forutsetninger er lagt til grunn:

- Økningen av ÅDT-T = 2,0% pr. år.
- Aksellastfordeling som antatt på s. 462
- 2-felts veg.  
Ved 4-felts veg brukes  $0,8 \cdot \text{ÅDT-T}$   
Ved 1-felts veg brukes  $2 \cdot \text{ÅDT-T}$
- Gjennomsnittlig antall aksler pr. tungt kjøretøy = 2,4.

Ved avvikende forutsetninger, se bilag 1 s. 461–462.

### **3. INDEKSMETODEN**

Dimensjonering av overbygning etter indeksmetoden bygger på en klassifisering av materialene:

- i undergrunnen etter bæreevnegrupper (I- VI)
- i overbygningen etter lastfordelingsevne, uttrykt ved materialkoeffisienter, se figur 2 s. 108.

### a. Undergrunnens bæreevne

De ulike undergrunnstyper er inndelt i følgende bæreevnegrupper etter den bæreevne disse erfaringsmessig har:

Undergrunn	Bæreevnegruppe
Fjellskjæring, steinfylling	I
Grus, sand, $C_u \geq 10$ , T1	II
Sand, ensgradert $C_u \leq 5$ , T1	III
Grus, sand, morene, T2	IV
Grus, sand, morene, T3	V
Leire, silt, T4	VI

For andre materialer, se figur 5 s. 112.  
Telefarlighetsgruppe T1 til T4 se s. 37.

Figur 1. Inndeling av undergrunn i bæreevnegrupper.

Grunnforholdene kartlegges ved klassifisering av jordartene i veglinjen og deles inn i parseller med noenlunde ensartede forhold. Det skal ikke brukes så fin inndeling at en rasjonell arbeidsdrift blir hindret. Ca. 10% av en vegparsell kan ha dårligere grunn enn den som er benyttet ved dimensjoneringen. Korte partier med særlig dårlig grunn må likevel behandles særskilt.

### b. Materialkoeffisienter

Materialene i overbygningen er gitt materialkoeffisienter etter deres relative lastfordelende evne. Som enhetsmaterial er valgt forsterkningslagsgrus med materialkoeffisient  $a = 1,0$ .

Et lags ekvivalentverdi er lik lagtykkelsen i cm multiplisert med materialkoeffisienten for materialet. Summen av ekvivalentverdiene er lik overbygningens totale ekvivalentverdi (styrkeindeks).



KAPITTEL 4

Materialkoeffisientene som er benyttet ved utarbeidelse av dimensjoneringstabellen i figur 7 s. 114, er vist i figur 2 under rubrikken: Normalverdi. Figuren kan også benyttes ved dimensjonering av forsterkning. For vurdering av materialer i eksisterende veg kan det være aktuelt å benytte verdiene som er gitt i de tre siste rubrikkene.

	Materiale	Normalverdi	Krakelert	Telefarlig	
				T2	T3
Vegdekke	Varmblandet asf. (Agb, Ab, Top)	3,0	1,5		
	Asfaltløsningsgrus (Alg)	2,0	1,25		
	Overfl. behandling (Eo, Do, Dog)	2,0			
	Oljegrus (Og)	1,75	1,25		
Bærelag	Asfaltert grus (Ag)	3,0			
	Asfaltert sand (As)	2,0			
	Asfaltert pukk (Ap)	2,0			
	Sementstab.mat. (Cp, Cg)	2,0			
	Penetrert pukk (Pp)	1,5			
	Velgraderte mat. (Vm)	1,25		0,5	0,25
	Forkilt pukk (Fp)	1,25			
Forsterkn.lag	Sand	1,0		0,5	0,25
	Grus	1,0		0,5	0,25
	Kult	1,0		0,5	0,25
	Sprengt stein	1,0		0,5	0,25

Figur 2. Materialkoeffisienter.

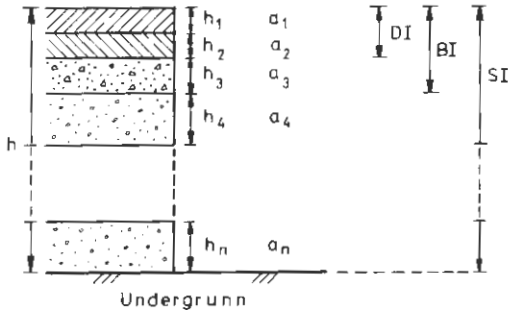
### c. Indeksverdier

Betegnes tykkelsene på de enkelte lag i overbygningen for  $h_1$ ,  $h_2$  etc. og tilsvarende materialkoeffisienter  $a_1$ ,  $a_2$  etc., er den ekvivalente overbyg-

ningstykkelse i enhetsmateriale  $h_e$  for en flerlagskonstruksjon lik:

$$h_e = h \cdot a + h_1 \cdot a_1 + h_2 \cdot a_2 \cdots + h_n \cdot a_n, \text{ cm}$$

Det settes krav til følgende indekser, se figur 3.



Figur 3. Betegnelser som nyttes i indeksmetoden.

*Dekkeindeks (DI)* er summen av ekvivalentverdiene for alle lag regnet fra vegens overflate og nedover til det første lag i konstruksjonen med en materialkoeffisient  $< 2,5$ . For ÅDT  $< 2000$  aksepteres dekkematerialer med materialkoeffisient  $< 2,5$ .

*Bærelagsindeks (BI)* er summen av ekvivalentverdiene for alle lag regnet fra vegens overflate og nedover til det første lag i konstruksjonen med en materialkoeffisient  $< 1,25$ . Ved trafikkbelastning  $N > 2$  mill. må øvre bærelag bygges opp av materialer med materialkoeffisient  $> 1,25$ , se figur 7 s. 114.

*Styrkeindeks (SI)* er summen av ekvivalentverdiene for alle lag i vegoverbygningen ned til undergrunnen.

## B. Grusveg

Oppbygning av grusveg er aktuelt først og fremst for veger med ÅDT under 200. Selv ved lave verdier for ÅDT er det imidlertid grunn til å

vurdere kostnadene knyttet til vedlikehold av grusdekke mot kostnadene for et «vedlikeholdsdekke» av en overflatebehandling som samtidig gir trafikantene fordeler.

## 1. DIMENSJONERING AV OVERBYGNINGEN

### a. Veg med grusdekke

Figur 4 viser overbygningstykkelser for grusveger.

Følgende forutsetninger er lagt til grunn for tabellen:

- 10 t aksellast som sommerbæreevne
- 8 t aksellast som normal teleløsningsbæreevne. I særlig ugunstige teleløsninger kan det bli påkrevet å innføre strengere restriksjoner.
- Det stilles kun krav til styrkeindeks, SI, men med fradrag av 20 i forhold til minimumsdimensjonering for veg med bituminøst dekke, figur 7 s. 114.
- Der spesielle forhold, eller praktisk erfaring tilsier det, kan det avvikes fra dimensjoneringstabellen, figur 4.

Undergrunn (bæreevnegruppe)	Vegfundament cm	Grusdekke cm
I Fjellskjæring, steinfylling	tetting/avretting	5
II-III Grus, sand (T1)	avretting	5
IV Grus, sand, morene (T2)	15	5
V Grus, sand, morene (T3)	30	5
VI Silt, leire (T4)	40	5

Figur 4. Dimensjoneringstabell for grusveg.

Anleggsfasen er ofte kritisk for oppbygningen av en grusveg. På særlig bløt undergrunn vil ikke de oppgitte tykkelser være tilstrekkelig for anleggstrafikken og forbedring av undergrunnen på slike partier kan være nødvendig, kfr. pkt. 8 s. 82. Eventuelt kan tykkelsen på overbygningen økes.

En grusveg er særlig ømfintlig for enkelte, høye aksellaster, som kan føre til varige deformasjoner i undergrunnen. Også av denne grunn er det viktig at partier med særlig svak undergrunn behandles spesielt.

## **b. Grusveg med overflatebehandling**

Ved ÅDT under 200 kan man bygge en grusveg med overflatebehandling som «vedlikeholdsdekke». Dimensjoneringen kan da utføres etter figur 4 s. 110 ved at overflatebehandlingen går inn i stedet for grusdekket. De øvre 5–10 cm av vegfundamentet bør da bestå av materialer av bærelagskvalitet, f.eks. knuste materialer 0–16 mm.

Ved ÅDT over 200 forutsettes dimensjonering som for veg med bituminøst dekke.

For eksisterende grusveger som ønskes belagt med en overflatebehandling som vedlikeholdsdekke må det legges et 5–10 cm lag av bærelagskvalitet før dekket legges.

Ved bruk av overflatebehandling som vedlikeholdsdekke på grusveg må man på partier akseptere og forvente unormal lav dekkelevealder, som en indikasjon på at forsterkningsarbeider er påkrevet.

## **2. KRAV TIL MATERIALER**

Krav til materialer for grusdekker er gitt i pkt. 1 s. 216.

Krav til materialer for vegfundamentet er som for forsterkningslag for veg med bituminøst dekke.

For grusveger med ÅDT under 50, kan man, dersom materialsituasjonen er vanskelig, benytte noe telefarlige materialer i vegfundamentet (under 5% mat. med kornstørrelse mindre enn 20 µm av fraksjonen under 19 mm). Slike veger må man imidlertid være forberedt på å stenge i særlig ugunstige teleløsninger og ombygging vil være påkrevet dersom vegen senere skal bygges ut for større trafikk.

Bruk av eget filterlag bør unngås. Der filterkriteriene ikke er oppfylt, kan fiberduk benyttes, kfr. pkt. 2 s. 123.

## **C. Veg med bituminøst dekke**

### **1. DIMENSJONERING AV OVERBYGNINGEN**

Ved dimensjonering av overbygning for veger med bituminøst dekke gjelder de generelle forutsetninger som er beskrevet under pkt. A s. 105

**a. Dimensjoneringstabellen, figur 7**

I figur 7 er det gitt indeksskrav for overbygningen ( $DI_k$ ,  $BI_k$ ,  $SI_k$ ). Indeks-kravene er grunnlaget for de overbygningskonstruksjoner som er satt opp i dimensjoneringstabellen. Overbygningstykkelsen er lik summen av tykkelsen for de enkelte lag.

Med overbygning etter dimensjoneringstabellen skal vegen ha tilstrekkelig bæreevne hele året. Det forutsettes at dreneringen er som angitt i kapittel 5 s. 149.

*1. Kommentarer til dimensjoneringstabellen.*

- Det aksepteres en underdimensjonering av vegdekket for ÅDT > 2000 i inntil 5 år.
- Ved bruk av foreløpige vegdekker, se pkt. 3 s. 215.
- Figur 7 og 8 viser noen overbygningskonstruksjoner avhengig av trafikkbelastningen. Andre materialtyper eller tykkelser kan brukes forutsatt at indeksskravene er tilfredsstillt.
- På særlig bløt undergrunn forutsettes det utført spesielle tiltak for å forbedre grunnens bæreevne, se pkt. C s. 68. Etter slik forbedring kan dimensjonering etter bæreevnegruppe VI utføres. Dette kan være nødvendig både for å få anleggstrafikken fram og for å få lagt ut overbygningen samtidig som kravene til høyder og avrenning på undergrunnen tilfredsstilles.

Materiale	Bæreevnegruppe
Bark	V, se pkt. d s. 42.
Polystyrenblokker <sup>1)</sup>	VI
Gassbetongbrudd (f.eks. Siporex-Ytong)	IV
Lettklinker (f.eks. Leca)	IV

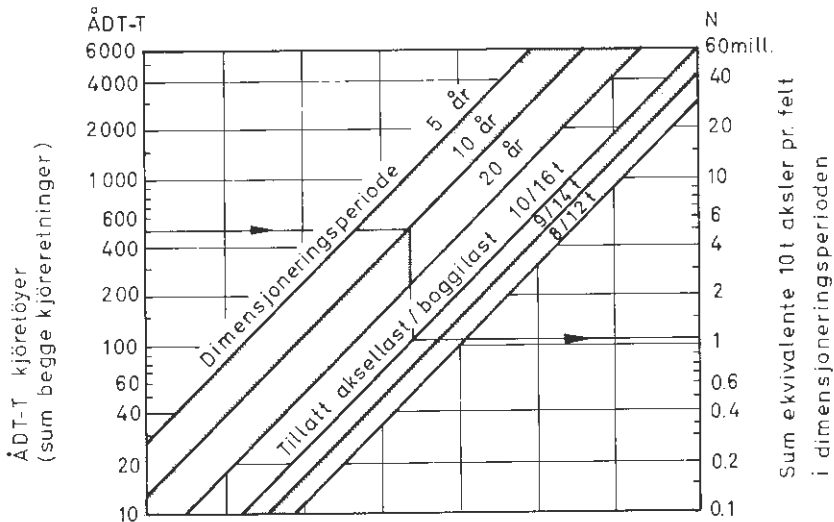
<sup>1)</sup> Normalt støpes et 10 cm svinnarmert betonglag med fasthet min C15 over blokkene. Betongplaten inngår som en del av overbygningen og gis materialkoeffisient 3,0. Av hensyn til ising forutsettes at forsterkningslag og bærelag vesentlig består av grusmaterialer. Av samme grunn kan det være aktuelt å øke overbygningens tykkelse utover det som kreves av hensyn til bæreevnen.

*Figur 5. Bæreevnegruppe for spesielle materialer.*

- Ved utlegging av bærelag direkte på undergrunn i bæreevnegruppe III forutsettes at underlaget er stabilt. Utlegging av ca.10 cm stabile materialer med  $C_u > 10$  kan være aktuelt.
- Endel spesielle materialer kan bæreevnemessig betraktes som undergrunn i bæreevnegrupper som angitt i figur 5.

## 2. Framgangsmåte ved dimensjoneringen, figur 6 og 7

- Vegdekketype bestemmes på grunnlag av ÅDT, se figur 7, figurdel A.
- Trafikkbelastningen  $N$  uttrykt ved sum ekvivalente 10t aksler pr. kjørefelt bestemmes i figur 6 på grunnlag av kjennskap til ÅDT-T, dimensjoneringsperiode og tillatt aksellast. Dersom ÅDT-T ikke er kjent, kan det antas at ÅDT-T utgjør 10% av ÅDT.



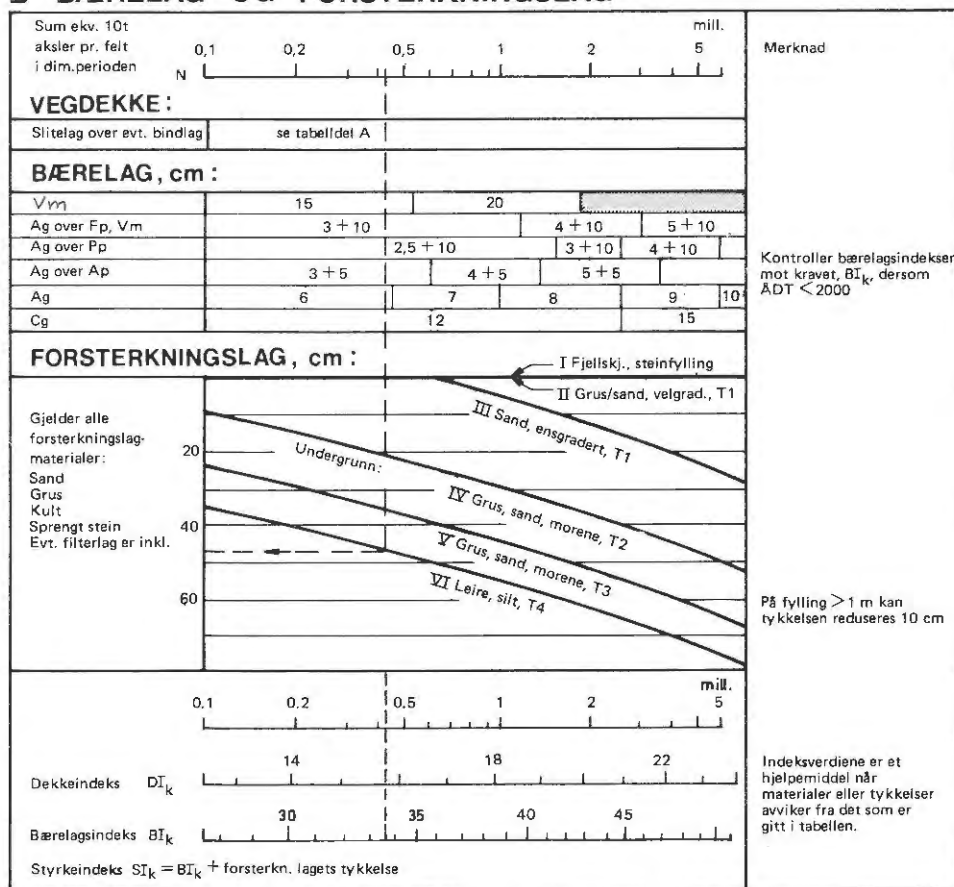
Figur 6. Beregning av trafikkbelastning.

- Fra  $N$  trekkes en linje rett ned i figur 7, figurdel B. Tykkelser for lagene i overbygningen finnes av linjens skjæringspunkter i figuren:
  - Bærelagstykkelser er gitt for 6 alternative typer.
  - Forsterkningslagets tykkelse bestemmes avhengig av undergrunns-type (bæreevnegruppe I–VI). Evt. filterlag er inkludert i denne tykkelsen.

## A VEGDEKKE

ADT	Slitelag		Bindlag kan nyttes som midl. slitelag 1-3 år		Dekke- indeks	Merknader
	Type	cm	Type	cm <sup>1)</sup>	DI <sup>2)</sup>	
0-2000	Do, Dog	2,5			5	1) Dersom bindelaget skal kunne nyttes som slitelag i 4-5 år må øvre nom.kornstørrelse være min. 16 mm, tilsvarende 3,5 cm lagtykkelse. 2) For ADT < 2000 er det ingen krav til dekkeindeks. 3) Brukes kun for ADT < 1000 4) Kontroller kravet til dekkeindeks. Reduksjon av bærelaget eller komb. av bit. bærelag og bindelag kan være aktuelt. Kfr. også pkt. 1: Veiledning for valg av slitelag, s. 213
	Og <sup>3)</sup>	4,0			7	
	Alg	4,0			8	
	Agb II 11 <sup>3)</sup>	3,0			9	
	Agb I 11	3,0			9	
2000-3000	Agb I 16	3,5	Agb II 11	2,5	18	
	Ab 16	3,5			18	
3000-6000	Ab 16	3,5	Agb I 11	2,5	18	
			Ab 11	2,5	18	
	Top 16	3,5	Ab 11	2,5	18	
>6000 <sup>4)</sup>	Ab 22	4,5	Ab 16	3,5	24	
	Top 22				24	

## B BÆRELAG OG FORSTERKNINGSLAG



Figur 7. Dimensjonering av veg med bituminøst dekke.





$$N_{10} < 0,1 \text{ mill}$$

VEGDEKKE (alternativ)

ÅDT	< 1000		< 2000			
	Og	Agb II 11	Do	Dog	Alg	Agb I 11
Slitelag, type	4,0	3,0	2,5	2,5	4,0	3,0
tykkelse, cm						
Dekkeindeks	7	9	5	5	8	9

Indeks -  
krav:

DI<sub>k</sub> : -

BI<sub>k</sub> : 27

SI<sub>kIX</sub> : 35

SI<sub>kX</sub> : 50










SI<sub>kXI</sub> : 60

BÆRELAG (alternativ)

1	Vm	15	15	15	15	15
2	Ag over Fp, Vm		2,5+10			2,5+10
3	Ag over Pp		2,5+7,5		2,5+7,5	2,5+7,5
4	Ag over Ap		2,5+5		2,5+5	2,5+5
5	Ag		6		6	6
6	Cg	2)		12	12	

FORSTERKNINGSLAG:

ALTERNATIVE OPPBYGNINGER PÅ ULIKE UNDERGRUNNER

Forsterknings- lag Undergrunn (bæreevnegruppe)	A	B	C	D	E	F	G	H
	grus, C <sub>u</sub> > 10	grus, C <sub>u</sub> > 10 over grus, C <sub>u</sub> > 5	maskinkutt over grus, C <sub>u</sub> > 5	maskinkutt + fiberduk	maskinkutt over sprengt stem + fiberduk	sprengt stein + fiberduk	grus, C <sub>u</sub> > 10 over isolasjon	grus, C <sub>u</sub> > 10 over bark
IV Grus, sand, morene, T2	 10							
V Grus, sand, morene, T3	 25			 25				
VI Leire, silt, T4	 35	 10 25	 20 20	 35			 20	 25
Merknad:	(nedre) bærelag av pukk (Fp, Pp, Ap) eller Cg bør brukes			Bærelag av Cg forutsettes		Frostsikre konstruksjoner, se kap. 2 for bestemmelse av frostsikr.-lagets tykkelse		

1) N er ekvivalente 10 l akster pr. kjørefelt i dim. perioden, se fig.6

2) Ved blanding på veien min. 15 cm. Tykkelsen kan også økes på bekostning av forst. laget

Figur 8a. Eksempler på overbygningskonstruksjoner for  $N < 0,1$  mill.

$N_{10} = 0,1 - 0,2$  mill

VEGDEKKE (alternativ)

ÅDT	< 1000		< 2000			
	Og	AgbII11	Do	Dog	Alg	AgbI11
Slitelag, type						
tykkelse, cm	4,0	3,0	2,5	2,5	4,0	3,0
Dekkeindeks	7	9	5	5	8	9


















BÆRELAG (alternativ)

1	Vm	20	15	20	20	15	15
2	Ag over Fp, Vm		2,5+10			2,5+10	2,5+10
3	Ag over Pp		2,5+10			2,5+10	2,5+10
4	Ag over Ap		3,5+5			4+5	3,5+5
5	Ag		7				7
6	Cg	2)	12	12	12	12	12

Indeks-  
krav:  
D<sub>Ik</sub> : -  
B<sub>Ik</sub> : 30  
S<sub>IkIV</sub> : 45  
S<sub>IkV</sub> : 60  
S<sub>IkVI</sub> : 70

FORSTERKNINGSLAG:

ALTERNATIVE OPPBYGNINGER PÅ ULIKE UNDERGRUNNER

Forsterknings- lag	A	B	C	D	E	F	G	H
	grus, C <sub>u</sub> > 10	grus, C <sub>u</sub> > 10 over grus, C <sub>u</sub> > 5	maskinkult over grus, C <sub>u</sub> > 5	maskinkult + fiberduk	maskinkult over sprengt stein + fiberduk	sprengt stein + fiberduk	grus, C <sub>u</sub> > 10 over isotasjon	grus, C <sub>u</sub> > 10 over bark
IV Grus, sand, morene, T2	 15			 20		 60-75		
V Grus, sand, morene, T3	 30	 10 20	 20 15	 30		 60-75		 30
VI Leire, silt, T4	 40	 10 30	 25 15	 40	 20 80-100	 80-100	 20	 30
Merknad:	Inndre) bærelag av pukk (Fp, Pp, Ap) eller Cg bør brukes					Bærelag av Cg forutsettes	Frostsikre konstruksjoner, se kap.2 for bestemmelse av frostsikr.-lagets tykkelse	

1) N er ekvivalente 10t aksler pr. kjørefelt i dim. perioden, se fig.6

2) Ved blanding på veien min. 15 cm. Tykkelsen kan også økes på bekostning av forst. laget

Figur 8b. Eksempler på overbygningskonstruksjoner for  $N = 0,1 - 0,2$  mill.

$$N_1 = 0,2 - 0,5 \text{ mill}$$

## VEGDEKKE (alternativ)

ÅDT	< 2000				2000 - 3000		3000 - 6000		
	Do	Dog	Alg	Agb I 11	Agb I 16	Ab 16	Ab 16	Ab 16	Top 16
Slitlag, type									
— tykkelse, cm	2,5	2,5	4,0	3,0	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
Bindlag, type					Agb II 11	Agb II 11	Agb I 11	Ab 11	Ab 11
— tykkelse, cm					2,5	2,5	2,5	2,5	2,5
Dekkeindeks	5	5	8	9	18	18	18	18	18



























Indeks-  
krav:DI<sub>K</sub>: - (ÅDT < 2000)DI<sub>K</sub>: 16 (ÅDT > 2000)BI<sub>K</sub>: 34SI<sub>KIV</sub>: 55SI<sub>KV</sub>: 70SI<sub>KVI</sub>: 80

## BÆRELAG (alternativ)

1 Vm	20	20	20	20	15	15	15	15	15
2 Ag over Fp, Vm			4+10	4+10	2,5+10	2,5+10	2,5+10	2,5+10	2,5+10
3 Ag over Pp			3,5+10	3,5+10	2,5+7,5	2,5+7,5	2,5+7,5	2,5+7,5	2,5+7,5
4 Ag over Ap			5+5	5+5	2,5+5	2,5+5	2,5+5	2,5+5	2,5+5
5 Ag			8	8	5	5	5	5	5
6 Cg	2)	15	15	12	12				

## FORSTERKNINGSLAG:

## ALTERNATIVE OPPBYGNINGER PÅ ULIKE UNDERGRUNNER

Forsterknings- lag	A	B	C	D	E	F	G	H
	grus, C <sub>u</sub> > 10	grus, C <sub>u</sub> > 10 over grus, C <sub>u</sub> > 5	maskinkult over grus, C <sub>u</sub> > 5	maskinkult + fiberduk	maskinkult over sprengt stein + fiberduk	sprengt stein + fiberduk	grus, C <sub>u</sub> > 10 over isolasjon	grus, C <sub>u</sub> > 10 over bank
<b>IV</b> Grus, sand, morene, T2	 20		 20  15	 20		 60-75		
<b>V</b> Grus, sand, morene, T3	 35	 10  25	 20  15	 35		 60-75		 35 
<b>VI</b> Leire, silt, T4	 45	 10  35	 30  15	 45	 20  80-100	 80-100	 20	 35 
Merknad:			(nedre) bærelag av pukk (Fp, Pp, Ap) eller Cg bør brukes			Bærelag av Cg forutsettes	Frostsikre konstruksjoner, se kap. 2 for bestemmelser av frostsikr-lagets tykkelse	

1) N er ekvivalente 10t aksler pr kjørefelt i dim. perioden, se fig.6

2) Ved blanding på veien min. 15 cm. Tykkelsen kan også økes på bekostning av forst. laget

Figur 8c. Eksempler på overbygningskonstruksjoner for  $N = 0,2 - 0,5 \text{ mill}$ .

$N_{1j} = 0,5 - 1,0 \text{ mill}$

VEGDEKKE (alternativ)

ÅDT	2000 - 3000		3000 - 6000			> 6000	
Siitlag, type	AgbI16	Ab 16	Ab 16	Ab 16	Top 16	Ab 22	Top 22
— tykkelse, cm	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	4,5	4,5
Bindlag, type	AgbII11	AgbII 11	Agb I 11	Ab 11	Ab11	Ab 15	Ab 16
— tykkelse, cm	2,5	2,5	2,5	2,5	2,5	3,5	3,5
Dekkeindeks	18	18	18	18	18	24	24
























Indeks-  
krav:  
D<sub>k</sub>: 18  
B<sub>k</sub>: 38  
S<sub>k</sub><sub>kr</sub>: 65  
S<sub>k</sub><sub>v</sub>: 80  
S<sub>k</sub><sub>sv</sub>: 90

BÆRELAG (alternativ)

1 Vm	15	15	15	15	15	15	15
2 Ag over Fp, Vm	2,5+10	2,5+10	2,5+10	2,5+10	2,5+10		
3 Ag over Pp	3+7,5	3+7,5	3+7,5	3+7,5	3+7,5		
4 Ag over Ap	3,5+5	3,5+5	3,5+5	3,5+5	3,5+5		
5 Ag	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	4,5	4,5
6 Cg	2)	12	12	12	12		

FORSTERKNINGSLAG:

ALTERNATIVE OPPBYGNINGER PÅ ULIKE UNDERGRUNNER

Forsterknings- lag Undergrunn (bæreevnegruppe)	Forsterkningslag							
	A	B	C	D	E	F	G	H
IV Grus, sand, morene, T2	grus, C <sub>u</sub> > 10  25	grus, C <sub>u</sub> > 10 over grus, C <sub>u</sub> > 5  10 15	maskinkult over grus, C <sub>u</sub> > 5  20 15	maskinkult + fiberduk  20	maskinkult over sprengt stein + fiberduk  20	sprengt stein + fiberduk  60- 75	grus, C <sub>u</sub> > 10 over isolasjon 	grus, C <sub>u</sub> > 10 over bank 
V Grus, sand, morene, T3	 40	 10 30	 25 15	 40	 20 80- 75	 60- 75		 40
VI Leire, silt, T4	 50	 10 40	 35 15	 50	 20 80- 100	 80- 100	 25	 40
Merknad:	(nedre) bærelag av pukk (Fp, Pp, Ap) eller Cg bør brukes					Bærelag av Cg forut- settes	Frostsikre konstruksjoner, se kap.2 for bestemmelse av frostsikr.-lagets tykkelse	

1) N er ekvivalente 10t aksler pr. kjørefelt i dim. perioden, se fig.5

2) Ved blanding på vegen min. 15cm. Tykkelsen kan også økes på bekostning av forst. laget

Figur 8d. Eksempler på overbygningskonstruksjoner for N = 0,5-1,0 mill.

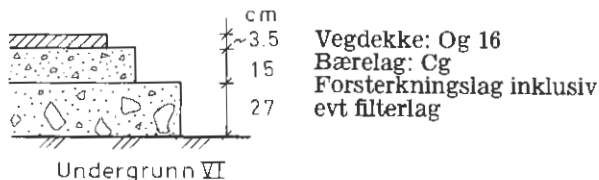
### b. Bruk av overbyggningskonstruksjoner som ikke er angitt i dimensjoneringsstabellen (figur 7)

Hvis det er ønskelig å fravike de oppsatte alternative overbygningstyper, kan man benytte indeksskravene som er gitt i figur 7 s. 114. Ved bruk av disse indekssverdiene og materialkoeffisientene (figur 2 s. 108) kan overbygningen bygges opp av materialtyper i nødvendige tykkelser slik at indeksskravene oppfylles. Det kan også være forhold som gjør at det er aktuelt å øke bærelagstykkelsen på bekostning av forsterkningslaget. Man må være oppmerksom på at vegdekket inngår i bærelagsindeksen og at det er krav til praktiske lagtykkelser.

Eksempel: Dimensjonering av overbygning ved bruk av materialkoeffisienter	Se	
	fig.	side
Gitt: Trafikkbelastning, $N = 0,1$ mill.		
Undergrunn: Leire, bæreevnegruppe VI	1	107
Bærelag: Cg. Det ønskes 15 cm mot normalt 12 cm	7	114
Dekketype: Og. Det ønskes 3,5 cm mot normalt 4 cm	7	114
Hvor tykt må forsterkningslaget være?		
Beregning:		
Krav til bærelagsindeks: $DI_x = 28$	7	114
Bærelagsindeks for den valgte konstruksjon blir:		
$BI = 3,5 \cdot 1,75 + 15 \cdot 2,0 = 36 > 28$ dvs. ok.		
Og-dekke Cg-bærelag		
Forsterkningslagtykkelsen skal normalt være 35 cm. Bærelaget er imidlertid overdimensjonert uttrykt i indeksverdi med $36 - 28 = 8$ . Forsterkningslaget kan reduseres med tilsvarende tykkelse:	8a	116

$$h_{\text{forstl.}} = 35 - \frac{8}{a_{\text{forstl.}}} = 35 - \frac{8}{1,0} = 27 \text{ cm}$$

Overbygningen blir da slik:



## 2. FILTERLAG

### a. Valg av materiale

Det er nødvendig med et filterlag når forskjellen i korngradering mellom materialet i grunnen og forsterkningslaget er så stor at det er fare for at finstoff fra grunnen kan trenge opp i forsterkningslaget og gjøre dette mindre bæredyktig. Samtidig skal laget være tilstrekkelig åpent til å slippe gjennom vann fra grunnen så det kan føres ut til grøftene.

Filterlag av sand/grus skal tilfredsstillere filterkriteriene både mot materialet i grunnen og mot overliggende lag og skal normalt ikke være telefarlig. Dersom grunnen består av finkornige friksjonsjordarter i siltfraksjonen, kan det være nødvendig eller ønskelig å bruke et filter av noe telefarlig materiale for å oppfylle filterkravene mot grunnen. Filterlaget skal da ikke regnes med i overbygningstykkelsen.

I de fleste tilfeller vil fiberduk med fordel kunne benyttes som filter i stedet for filterlag av sand/grus, se s. 123. De konveksjonelle filterkriteriene kan i så fall fravikes, og tykkelsen på sand/grus-laget erstattes av andre overbygningsmaterialer.

### b. Krav til materialet

#### 1. Sand/grus

Består grunnen av en kohesjonsjordart f.eks. leire eller siltig leire, vil jordarten ha så stor indre sammenheng at faren for inntrengning i filterlaget er mindre. For slike materialer kan  $d_{15}$  for filterlaget tillates opp til 0,6 mm.

Generelt skal filtermaterialet oppfylle følgende kriterier:

$$\frac{d_{15} \text{ filtermateriale}}{d_{85} \text{ undergrunn}} \leq 5$$

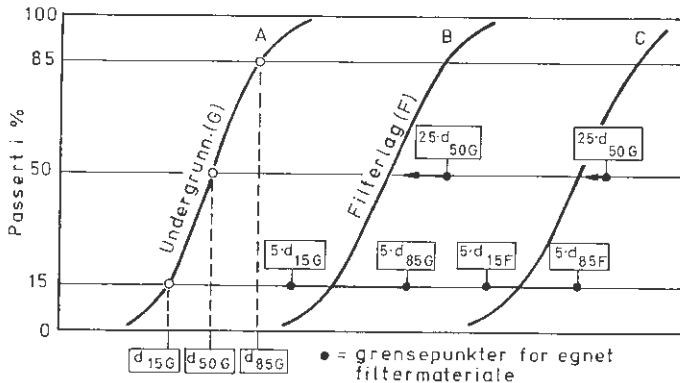
og

$$\frac{d_{50} \text{ filtermateriale}}{d_{50} \text{ undergrunn}} \leq 25$$

KAPITTEL 4

For at filterlaget skal være vesentlig bedre drenerende enn materialet i grunnen:

$$\frac{d_{15} \text{ filtermateriale}}{d_{15} \text{ undergrunn}} \geq 5$$



Figur 9. Valg av filtermateriale utifra filterkriteriene. Som rettleddning ved valg av filtermateriale, se s. 185.

Minst 50% av materialet bør være større enn 2 mm. Filterlaget vil da normalt tilfredsstille filterkravet både mot grunnen og overliggende lag.

Består forsterkningslaget av sand eller grus, vil disse materialene ofte tilfredsstille filterkriteriet mot grunnen. Filterlag er da unødvendig.

Maskinkult og sprengt stein vil gi et åpent forsterkningslag. Filtermaterialet må da være grusig og velgradert med graderingstall  $C_u \geq 10$ . Fiberduk bør her med fordel kunne benyttes.

Det settes ikke andre krav til filtermaterialets mekaniske styrke enn at det er motstandsdyktig mot forvitring, se figur 6 s. 18. For å kontrollere om materialet i forsterkningslaget tilfredsstiller filterkriteriet, kan filterlaget betraktes som undergrunn.

Maksimal steinstørrelse skal ikke overstige halve lagtykkelsen og skal normalt ikke være større enn 63 mm.

## 2. Fiberduk

Fiberduk er framstilt av plastfibre. Fibrene er enten retningsorientert (vevet) eller vilkårlig orientert (filtet). Dukene er porøse og har høy permeabilitet. Fiberduk er råtemotstandig overfor de forhold som er vanlige i en vegkonstruksjon, men enkelte typer tåler ikke lagring i sollys over flere måneder. Dukenes strekkstyrke og elastiske egenskaper varierer med fabrikasjonsmetoden. De fleste fiberduker har stor bruddforlengelse.

Krav til fiberdukens styrkeegenskaper vil avhenge av bruksområdet, dvs. hvilke materialer som skal ligge inntil fiberduken. Aktuelle fiberduker er klassifisert av Veglaboratoriet (1). Til filterformål har man følgende bruksklasser etter det groveste materialet som ligger mot duken:

Bruksklasse	Mot
II	Sand og grus
III	Pukk og kult
IV	Usortert sprengt stein

### c. Utlegging

Underlaget skal være jevnt planert med tverrfall som sikrer god avrenning, min. 3%, og skal om mulig være godt komprimert. Kravet til planeringsprofilen er  $\pm 50$  mm. Aksepterte avvik fra krav, se figur 30 s. 144.

På bløt grunn bør fiberduk benyttes. Duken legges direkte på det ferdig planerte underlaget. Dersom underlaget er spesielt bløtt, kan fiberduk legges ut først med et lag bakhun over for å sikre framkommelighet for utlegging av forsterkningslaget. På bløte partier med vegetasjon, bør fiberduken legges direkte på vegetasjonsdekket. Fiberduk leveres i bredder opptil ca. 5 m. Duken kan legges i flere bredder med overlapp på 0,50–1,50 m, avhengig av bæreevnen i grunnen.

Filterlag av sand/grus legges ut som et 15 cm tykt lag på ferdig planert underlag. På bløt grunn kan det være aktuelt å øke tykkelsen på bekostning av forsterkningslaget. Det forutsettes imidlertid av øvre del av forsterkningslaget får tilstrekkelig stabilitet. Materialet kan transporteres på den planerte grunnen når den er så fast at det ikke oppstår nevneverdig spor.



**d. Komprimering**

Tilsiktet komprimeringsgrad er 95% Standard Proctor ved optimalt vanninnhold. Komprimeringsarbeidet må ikke deformere grunnen, redusere bæreevnen eller skade stikkrenner, kabler, ledninger etc.

**e. Toleranser og kontroll**

Filterlag av sand/grus skal legges ut, planeres og komprimeres slik at den ferdige overflate får jevnt fall til siden på minst 3%. Kravet til profilet er  $\pm 30$  mm. Aksepterte avvik fra krav, se figur 30 s. 144.

Kontroll av	Materialkvalitet		Høyde
	Materialtak	Utlagt	
Ant. prøver/volum eller strekning	1000 vlm <sup>3</sup>	1000 tam <sup>3</sup>	100 m

Figur 10. Omfanget av kontroll av filterlaget. For vegklasse IIb – Ia fordobles prøveantallet.

**3. FORSTERKNINGSLAG****a. Valg av materiale**

Grus og sand er vanligvis godt egnet til forsterkningslag, men når det er fjell i linjen, kan det være aktuelt å bruke dette i forsterkningslaget som sprengt stein, kult eller pukk. Ved bruk av sprengt stein vil det av hensyn til forholdet steinstørrelse/lagtykkelse normalt være nødvendig å bruke tykkere lag enn angitt i figur 7 s. 114 og total overbygningstykkelse må da reguleres i henhold til dette, kfr. figur 8 s. 116.

**b. Krav til materialet**

Forsterkningslaget bygges opp av bæredyktige, ikke telefarlige og godt drenerende materialer. Materialet bør ha god kornform og så god mekanisk styrke at det ikke knuses ned eller slites slik at det blir telefarlig ved

bygging eller trafikkbelastning. Steinmaterialet må tilfredsstillere kravene til klasse 5, se figur 30 s. 144. Maksimal kornstørrelse skal normalt ikke være større enn 2/3 av den tykkelsen som et lag legges ut i.

For de enkelte materialtyper stilles i tillegg følgende krav:

– *Sand og grus*

Graderingstall  $C_u \geq 10$

(Som nedre forsterkningslag kan tillates materiale med  $C_u \geq 5$ , se figur 8 s. 116)

Maksimal kornstørrelse normalt  $\leq 150$  mm

$d_{10} \geq 75\mu\text{m}$

– *Kull*

Maksimal kornstørrelse 200 mm

– *Sprengt stein*

Etter utlegging og komprimering gjelder følgende krav til finstoffinnhold:

1. Er hulrommene i steinlaget åpenbart minimalt fylt med subbus, stilles ingen krav til finstoffinnhold.
2. Når hulrommene i hele steinlaget er helt eller delvis mettet med subbus, skal fraksjonen under 19 mm ikke inneholde mer enn 5% materiale med kornstørrelse mindre enn 20 $\mu\text{m}$ .
3. Når laget er overmettet med subbus, slik at steinene «flyter» i finstoffholdig materiale, gjelder de vanlige kriterier for finstoffinnhold for telefarlige materialer.

Dersom steinlaget ikke tilfredsstillere kravene dimensjoneres overliggende konstruksjon etter bæreevnegruppe IV (T2).

### c. Utlegging

Der forsterkningslaget legges ut direkte på underbygningen skal underlaget være godt komprimert og ha tverrfall på minst 3% for å sikre god avrenning. Avvik fra teoretisk høyde kan være  $\pm 50$  mm. Når forsterkningslaget legges ut på et filterlag, er kravet på filterlaget  $\pm 30$  mm, se figur 29 s. 143.

Transport og utlegging av materiale til forsterkningslag skal utføres slik at det ikke oppstår sporkjøring eller andre skadelige deformasjoner i underlaget.

Dersom underlaget er så lite bæredyktig at det er fare for skader ved transport på forsterkningslaget, skal det sikres mot dette med spesielle tiltak.

For å unngå at overflaten av forsterkningslaget slites ned eller tilsøles, bør langsgående transport på forsterkningslaget unngås i størst mulig grad. Om mulig bør utkjøringen koordineres med utlegging av bærelag og dekke, slik at partier av veggen kan gjøres ferdig etter hvert.

Dersom forsterkningslaget blir liggende under trafikk i lengre tid, bør det legges et foreløpig dekke i anleggsperioden, se kap. 6 s. 215.

Utlegging av forsterkningslaget bør foregå slik at laget blir mest mulig homogent. Grovere masser tipperes på ferdig utlagt lag og skyves fram med doser/høvel.

#### **d. Komprimering**

Til komprimering skal det normalt brukes vibrerende utstyr, som ikke må slite ned materialet unødige eller skade stikkrenner, ledninger o.l. På bløt grunn er det viktig at det ikke brukes utstyr med slik dybdeeffekt at bæreenen svekkes.

Følgende komprimeringsresultat tilsiktes:

- Materiale med øvre nominelle kornstørrelse  $\leq 63$  mm komprimeres til 100% Standard Proctor ved optimalt vanninnhold.
- For materiale med øvre nominelle kornstørrelse  $\leq$  ca. 150 mm kan komprimeringsgraden måles med platebelastningsutstyr. Det ferdigkomprimerte laget skal ha et  $E_2/E_1$ -forhold som vist i figur 11.
- For grovere materialer kan komprimeringen kontrolleres ved nivellement. Nivellementet utføres i ca. 10 punkter i 3 tverrprofiler med innbyrdes avstand 5–10 m. Gjennomsnittlig setning for siste passering av valsen skal være mindre enn 10% av total setning.

Den tilsiktede komprimering vil normalt kunne oppnås ved bruk av komprimeringsutstyr, lagtykkelser og overfarter som vist i figur 12. Valg

	Vegklasse	
	III-IIId	IIc-Ia
$E_2/E_1$	$\leq 3,5$	$\leq 2,5$

Figur 11. Tilsiktet  $E_2/E_1$ -forhold for forsterkningslag.

av komprimeringsutstyr skal likevel normalt baseres på måling av virkelig oppnådd komprimeringsresultat.

Komprimeringsutstyr	masse, t	Sand		Grus og maskinkult		Sprengt stein	
		lagt., cm	over- farter	lagt., cm	over- farter	lagt., cm	over- farter
Vibrerende slepevals	3-5	20	3	20	3		
		30	4	30	4		
		40	6	40	6		
Vibrerende slepevals	5-8			30	3	40	4
				40	4	60	5
				50	6	80	7
Vibrerende slepevals	> 8					50	4
						75	5
						100	7
Selvgående vibrovals	5-9	30	4	30	4		
		40	5	40	5		
		50	7	50	7		

Figur 12. Veiledning for valg av komprimeringsutstyr for forsterkningslag.

### e. Toleranser og kontroll

Forsterkningslaget skal legges ut, planeres og komprimeres slik at den ferdige overflate får jevnt fall til siden. Krav til planeringsprofilen er  $\pm 25$  mm. Aksepterte avvik fra krav se figur 30 s. 144.

Når forsterkningslaget består av sprengt stein eller kult, kan kravene til minustoleranse fravikes når dette totalt sett gir en billigere konstruksjon.

Materialkvalitet og høyder skal kontrolleres, som angitt i figur 13.

Kontroll av	Materialkvalitet		Høyde (3 pkt. pr. profil)
	Materialtak	Utlagt	
Ant.prøver/volum eller strekning	1/2000 vlm <sup>3</sup>	1/2000 tam <sup>3</sup>	1/40 m

*Figur 13. Omfanget av kontroll av forsterkningslaget for vegklasse III-IIc. For vegklasse IIc- Ia fordobles prøveantallet.*

#### 4. BÆRELAG

##### a. Bærelag av mekanisk stabiliserte materialer

I figur 7 s. 114 er det tatt med to typer: velgradert materiale, Vm, og forkilt pukk, Fp.

###### 1. Generelt

###### a. Krav til materialet

Mekanisk stabiliserte materialer kan nyttes rett under vegdekket avhengig av kvalitet og trafikkbelastning, se figur 14.

Materialet må tåle frysing og tining uten at det brytes ned eller forvitres så mye at det blir telefarlig.

$N_{\max}$ , mill	$\leq 0,05$	$\leq 2$
Steinklasse	4	3

*Figur 14. Krav til steinklasse for ulike trafikkbelastninger.*

###### b. Utlegging

Der bærelaget legges rett på planeringen, skal denne være utført i henhold til krav til forsterkningslag.

Kravet kan bortfalle dersom hensynet til kvalitet og økonomi likevel blir ivaretatt.

Transport og utlegging av bærelagsmaterialet skal utføres slik at det ikke oppstår deformasjoner eller andre skader i underlaget. Materialet har lett for å bli separert ved bearbeiding, mellomlagring, lessing, transport og utlegging på vegen. Materialet bør holdes fuktig så tendensen til separasjon reduseres. Ved mellomlagring av materialet skal maksimal

tykkelse for de enkelte lag i lagerhaugen være 1,5 m. Ved lagringshøyder større enn 5 m bør materialet lastes ut i to høyder.

Materialet skal legges ut i et jevnt, homogent lag og slik at det får riktig tykkelse etter komprimeringen. Det er fordelaktig å bruke utleggermaskin.

### c. Komprimering

Det må ikke brukes utstyr som sliter ned materialet unødig. Valsingen skal utføres langs vegen fra sidene og innover mot midten av vegen med full dekning av overflaten for hver omgang. I kurver med sterkt tverrfall skal valsingen utføres fra indre vegkant.

Følgende komprimeringsresultat tilsiktes:

- Materiale med øvre nominelle kornstørrelse  $\leq 63$  mm komprimeres til 103% standard Proctor ved optimalt vanninnhold.
- For materiale med øvre nominelle kornstørrelse  $\leq$  ca 150 mm kan komprimeringsgraden måles med platebelastningsutstyr. Det ferdigkomprimerte laget skal ha et  $E_2/E_1$ -forhold som vist i figur 15.

	Vegklasse	
	III- IIId	IIc- Ia
$E_2/E_1$	$\leq 3,5$	$\leq 2,5$

Figur 15. Tilsiktede verdier for  $E_2/E_1$ -forhold.

Komprimeringsutstyr	masse t	Grus, Vm Forkilt puk, Fp Sementstabilisert grus, Cg	
		lagt., cm	overfarter
Vibrerende slepevals	3-5	10	2
		15	3
		20	4
Selvgående vibrovals	5-9	10	2
		15	3
		20	4

Figur 16. Veiledning for valg av komprimeringsutstyr for bærelag.

KAPITTEL 4

Den tilsktede komprimering vil normalt kunne oppnås ved bruk av komprimeringsutstyr, lagtykkelser og overfarter som vist i figur 16. Valg av komprimeringsutstyr skal likevel normalt baseres på måling av virkelig oppnådd komprimeringsresultat.

d. Toleranser og kontroll

Krav til høydenøyaktighet, jevnhet og lagtykkelse er angitt i figur 17. Aksepterte avvik fra krav, se figur 30 s. 144.

Avvik fra teor. høyde, mm	Jevnhet målt med 3 m rettholt			Avvik i teoretisk lagtykkelse, %
	på langs, mm		på tvers, mm	
	Vegkl. III- IId	Vegkl. II c-1 a		
± 20	10 (14)	8 (10)	15	20

Figur 17. Krav til høydenøyaktighet, jevnhet og lagtykkelse. Tallene i parentes gjelder forkilt pukk.

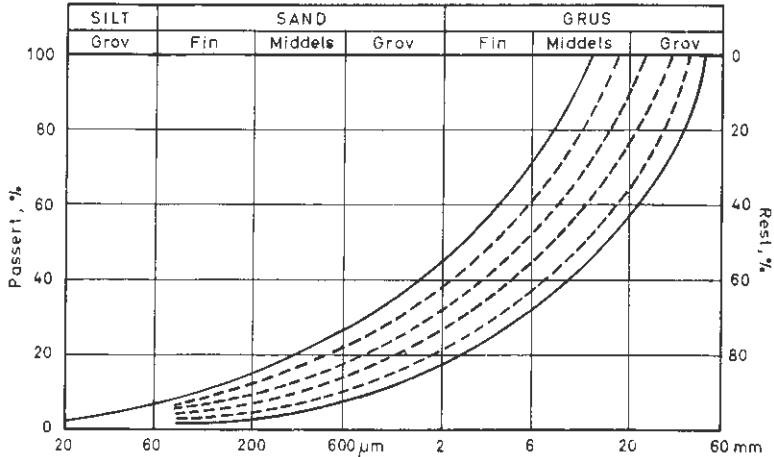
Det normale omfang av kontrollen er angitt i figur 18. Ved spesielle lokale forhold bør hyppigheten vurderes.

Kontroll av:			Materialkvalitet				Geometrisk kontroll, m		
			Ved produksjon, vlm <sup>3</sup>			Utlagt, tam <sup>3</sup>	Teoretisk høyde	Jevnhet	Lagtykkelse
			Korn-grad.	Fall-prøve	Petro-grafisk analyse				
Materialtype:									
Bærelag	Vel-grad. matr.	knust av grus	500	4000	4000	1000	40	40	40
		knust av fjell	1000	4000	4000	2000	40	40	40
		Forkilt pukk	2000	4000	4000	4000	40	40	40

Figur 18. Veiledning for kontrollomfang av bærelaget. En prøve pr. angitt volum eller strekning for vegklasse III-IId. For vegklasse IIc-1a fordobles prøveantallet.

## 2. Velgraderte materialer

Bærelagsmaterialet skal være gradert etter en idealkurve, slik at det har et skelett av grove korn som er fylt ut av stadig mindre korn til maksimal tetthet. Kravet til gradering er vist i figur 19.



Kornkurven skal ligge innenfor og mest mulig parallelt med grensekurvene og må ikke krysse mer enn to av de stiplede linjene i området 0–8 mm.

Figur 19. Krav til korngradering for bærelag av velgraderte materialer.

Valg av sortering må vurderes på grunnlag av følgende faktorer:

- stor kornstørrelse, ca. 50 mm, gir god stabilitet og bedre knuseøkonomi.
- mindre kornstørrelse, ca. 30 mm, lettere finjustering. Dekketypene har ulike krav til finjustering av bærelaget.

Bærelagsmaterialet skal alltid inneholde noe finstoff (material mindre enn 75µm) for at materialet skal få tilstrekkelig stabilitet. Ved for høy finstoffinnhold vil bæreevnen kunne bli betydelig redusert ved oppbløtting, og materialet kan også bli telefarlig.

Bærelag produsert av knust grus bør inneholde minst 30% korn med én knust flate av materialet > 8 mm. For vegger med liten trafikkbelastning,  $N < 0,05$  mill., kan bærelaget utføres av uknust materiale.

Over åpne forsterkningslag av kult og sprengt stein bør det legges inn fiberduk i bruksklasse III.



### 3. Forkilt pukkk

Bærelag av forkilt pukkk består av ensgradert pukkk som forkiles med finere pukkk eller asfalterte materialer for å få tilstrekkelig stabilitet. Øvre og nedre nominelle kornstørrelse for pukkken bør være henholdsvis ca. 2/3 av lagtykkelsen og ca. 1/4 av lagtykkelsen, se figur 20.

Lagtykkelse, cm	Sortering, mm	Evt. forkiling med pukkk, sortering, mm
12	22–80 <sup>1)</sup>	11–16
10	32–63	16–22
7,5	22–53 <sup>1)</sup>	11–16

<sup>1)</sup> ikke standard sortering.

*Figur 20. Sorteringer for forkilt pukkk.*

Til forkiling med asfalterte materialer kan det benyttes asfaltert pukkk, asfaltert grus eller oljegrus. Ved forkiling med tilstrekkelig asfalterte materialer vil bærelaget kunne nyttes som anleggsdekke.

På det komprimerte pukkklaget strøs det ut et lag av pukkk 11–16 eller 16–22 mm. Pukkken skal være helt jevnt fordelt på overflaten, slik at den ved valsing kiler seg ned i pukkklaget.

Det forutsettes minst 4 passeringer med 6 t selvgående vibrasjonsvals eller tilsvarende utstyr før forkilingen og 2 passeringer etterpå.

Kravene til jevnhet må være oppfylt allerede på pukkklaget for at det ferdig forkilte bærelaget skal oppnå tilfredsstillende jevnhet. Utførelse med asfalterte materialer er beskrevet i kapittel 6 s. 258.

#### b. Bærelag av bitumenstabiliserte materialer

For bærelag av asfaltert grus, Ag, asfaltert pukkk, Ap og penetrert pukkk, Pp, se kapittel 6.

#### c. Bærelag av sementstabiliserte materialer

Denne bærelagstypen bør ikke nyttes på prosjekter med store ujevne telehiv uten at det utføres tilstrekkelig frostsikring. Bærelag av sement-

stabiliserte materialer legges kontinuerlig uten fuger.

Bærelag av stabile materialer kan trafikkeres umiddelbart etter utførelsen. Bærelag av ensgradert sand bør først trafikkeres etter 1–2 døgn. Bærelaget skal ikke utsettes for frost før det har oppnådd minimumsfasthet for forvittringsmotstand.

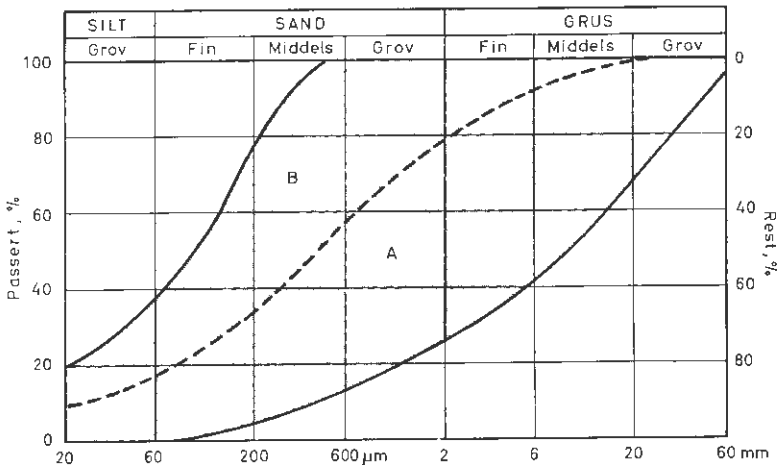
Sement og blandevann skal tilfredsstillere kravene i NS 3474.

### 1. Sementstabilisert grus/sand, Cg

Bærelag av sementstabilisert materiale består av sand/grus stabilisert med sement. Det kan nyttes materialer som ikke tilfredsstiller kravene til mekanisk stabilisert bærelag. Brukbarheten vurderes ved fryse-, tine- og trykkfasthetsforsøk. Materialet kan produseres i verk eller ved blanding direkte på vegen. Håndboken «Sementstabilisering av veger» (2) gir informasjon om praktisk utførelse av proporsjonering, produksjon og kontroll.

#### a. Krav til materialet

Materialtyper som erfaringsmessig har vist seg egnet til sementstabilisering er vist i figur 21.



Jordarter med kornkurve innenfor område A er best egnede og krever minst sement. Jordarter innen område B eller som veksler mellom A og B krever mer sement.

Figur 21. Grensekurver for materialer egnet til sementstabilisering.

#### KAPITTEL 4

Følgende faktorer må vurderes spesielt:

- *Trykkfasthet.* Prøver for trykkfasthet støpes av materiale mindre enn 19 mm. Krav til trykkfasthet er minst 3,5 N/mm<sup>2</sup> etter 7 døgn. Trykkfastheten etter 7 døgn bør normalt heller ikke være over 4,5 N/mm<sup>2</sup>. Vanninnholdet bør være 80–90% av optimal fuktighet ved 100% Modifisert Proctor.
- *Forvittringsmotstand.* Prøver støpes av materiale mindre enn 19 mm, med fuktinnhold som angitt for prøving av trykkfasthet. Maksimalt tillatt massetap er 1% etter 30 fryse- og tinevekslinger uten børsting av prøvestykket.  
Når det må regnes med bruk av salt i vintervedlikeholdet, må forvittringsmotstanden vurderes spesielt.
- *Proporsjoneringen* fastlegges på grunnlag av prøving av trykkfasthet og forvittringsmotstand. Det må klarlegges hvilken betydning avvik i sementtilsetning, vanninnhold og densitet har på trykkfasthet og forvittringsmotstand.
- *Tilsiktet trykkfasthet.* Det aksepteres at 20% av prøveantallet har trykkfasthet under det fastlagte minimumskrav, se figur 30 s. 144. Ved fastlegging av tilsiktet trykkfasthet må det tas hensyn til den spredning som det er i produksjonskjeden.
- *Humusinnhold.* Humusinnhold bestemmes etter NaOH-metoden. Fargestyrke lys-brun (1,5–2,0) indikerer at sementtilsetningen må økes i forhold til det normale for å tilfredsstille kravene til trykkfasthet og forvittringsmotstand.
- *Maksimal kornstørrelse* fastlegges ut fra kravet til overflatejevnhet på laget og blandedutstyret.

#### b. Utlegging

Stabiliseringen skal utføres slik at det oppnås et homogent lag med tilstrekkelig jevn overflate. Det stabiliserte laget skal utføres uten fuger i lengderetningen.

Tversgående fuger eller dagsskjøter bør være vertikale.

Det sementstabiliserte materiale skal utlegges og komprimeres innen et angitt tidsrom fra blandingen, se figur 22.

Lufttemperatur, °C	5–10	10–20	over 20
Max tidsrom mellom utførelse av naboseksjoner, timer	3	2	1,5
Max tidsrom fra blanding til utført komprimering, timer	4	3	2,5

Figur 22. Max tidsrom mellom utførelse av naboseksjoner og fra blanding til fullført komprimering.

Maksimalt tillatt tidsrom må vurderes spesielt dersom det er tilsatt  $\text{CaCl}_2$ .

Tilsiktet verdi for komprimeringen er 100% Modifisert Proctor ved optimalt vanninnhold.

### c. Etterbehandling

Overflaten skal normalt forsegles samme dag som stabiliseringen utføres. Forseglingen utføres med  $0,4 \text{ kg/m}^2$  BL 45 R tilsatt 1 1/2% stearinsyre, eventuelt avstrødd med sand 0–4 mm.

I situasjoner der det stabiliserte laget blir liggende uten trafikk, kan det i stedet for forsegling, utføres vanning i 7 døgn eller inntil fast dekke blir lagt. Før legging av fast dekke skal løst materiale børstes bort, og det utføres klebing med tilsetning av 1 1/2% stearinsyre.

### d. Kontroll

Opplegg for driftskontroll er angitt i figur 23 s. 136

#### KAPITTEL 4

Kontroll av	Utførelse	Omfang
Tilslagsmat.	Korngradering Vanninnhold	1 prøve pr. 200 vlm <sup>3</sup> , minst 1 pr. dag (evt. red. for korngrad. dersom tilstrekkelig prod. kontr.)
Sementinnhold	Avhengig av produksjonsmetode og utstyr	2 prøver pr. 200 vlm <sup>3</sup> , minst 2 pr. dag
Ferdig utlagt materiale	Densitet, vanninnhold	2 målinger pr. 100 m veg, vekselvis V- og H- side
Lagtykkelse	Etter fliser før og etter utlegging	1 profil pr. 40 m veg
Trykkfasthet	Ø 150 x 150 ved 100% Mod.Proctor av mat. mindre enn 19 mm, 7 døgn i fuktett emballasje 20°C	1 serie (2 sylindere) pr. 200 veg, vekselvis V og H side, minst 1 serie pr. dag
Jevnhet	3 m rettholt	2 målinger i lengde- og tverretning pr. 40 m veg
Blandetid	Gjennomløpsti for merkede steiner	10 målinger ved start av produksjon og etter eventuelle endringer ved blandeutstyr
Blandekvalitet	Trykkfasthet for: 5 ordinære prøver/5 prøver med ekstra blanding	1 gang ved start av produksjon og etter eventuelle endringer ved blandeutstyr

Figur 23. Normalt omfang for driftskontroll av sementstabilisert grus.

## 2. Sementstabilisert pukk

Bærelag av sementstabilisert pukk består av et pukklag hvor hulrommene er fylt med sementmørtel. I sementstabilisert pukk kan brukes materialer som ikke tilfredsstiller kravene til mekanisk stabiliserte bærelag. Det er fastheten og forvittringsmotstanden på det ferdige sementstabiliserte pukklag som er avgjørende.

### a. Krav til materialet

Pukken skal ha rene overflater. Den skal ikke inneholde kjemisk aktive stoffer eller andre forurensninger i slik mengde at det kan virke skadelig i

betong. Øvre nominelle kornstørrelse for pukken bør være mellom 1/2–2/3 av bærelagstykkelsen.

For at mørtelen skal flyte lett ned i pukklaget, bør steinmaterialene være ensgradert, f.eks. 32–63 mm eller 40–80 mm. Hulrommet i et komprimert pukklag er normalt 35–40%.

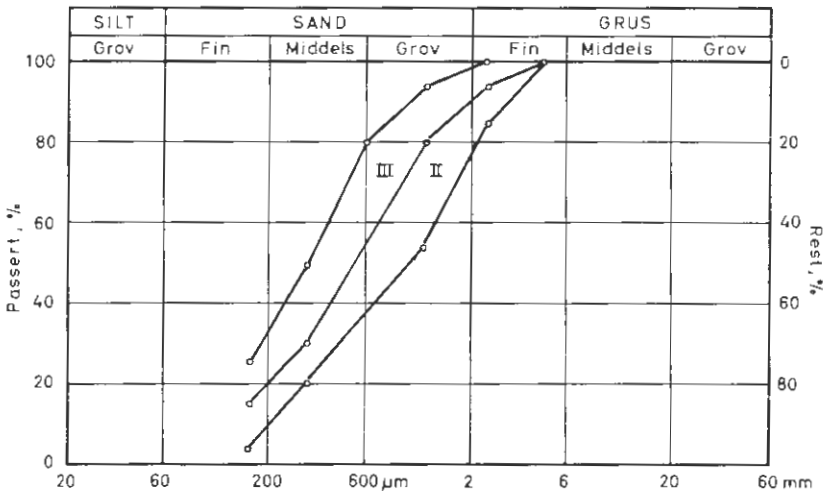
Pukken må ha mekanisk styrke til å tåle komprimeringen så den ikke knuses så meget at hulrommene tettes. Det vil hindre mørtelens nedtrengning. Det kan nyttes en del uknust materiale dersom dette gir tilstrekkelig stabilitet i anleggsfasen.

Sand, fillersand og filler skal tilfredsstillende NS 3474 «Betongkonstruksjoner – Materialer, utførelse og kontroll». Sandens største kornstørrelse og gradering må avpasses etter pukksorteringen, se figur 24 og 25.

Pukk, mm	Sandens max størrelse, mm	Sandens gradering se figur 25
32–63	4	område III
40–80 <sup>1)</sup>	4	område II

<sup>1)</sup> ikke standard sortering

Figur 24. Krav til sand avhengig av pukksortering.



Sanden skal ha kornkurve innenfor område II eller III (NS 427 A)

Figur 25. Grensekurver for sand til sementstabilisert pukk.

Mørtelens sammensetning skal bestemmes på forhånd. Den skal være så lettflytende at den ved vibrering trenger lett ned i pukken, og den skal ikke vise vesentlige tegn til separasjon. Mørtelens 7 døgns terning trykkfasthet skal være 10 N/mm<sup>2</sup>. Trykkfastheten bestemmes etter NS 3474.

Mørtelen skal tilsettes et stoff med ekspanderende virkning for å motvirke volumminskning av sementlimet og for å gjøre mørtelen mer smidig. Mørtelen skal ha 4% luftinnhold.

Normalt er forbruket av standard Portland cement 250–350 kg/m<sup>3</sup> (masseblending: ca. 1 del sement til 6 deler sand inkl. filler). Det må normalt tilsettes filler for å unngå skadelig separasjon. Vanlig vann/sement-forhold (v/c) er 1,00–1,25.

Ved bruk av mursement er fillertilsetning i mørtelen unødvendig. Normalt er mursementforbruket ca. 350 kg/m<sup>3</sup> og vanlig v/c-forhold er ca. 0,8. Mursement skal tilfredsstillende NS 1098.

Vannutskillelsen i mørtelen målt etter reglene i NS 427 A, del 2, bør ikke være større enn 0,5 ml/100 mm<sup>3</sup> etter 30 min. Dersom mørtelen separerer ved transport eller utlegging, må materialsammensetningen korrigeres.

Den sementstabiliserte pukks 7 døgn trykkfasthet skal være 10 N/mm<sup>2</sup>.

## b. Krav til underlaget

Underlaget må være så tett at det hindrer mørtelen fra å trenge ned.

## c. Transport og utlegging

Pukken legges jevnt ut og komprimeres med vibrerende valse. Normalt regnes med minst 4 passeringer med 4 t slepevals/6 t selvgående.

Pukklaget vannes for å rengjøre pukken og for å lette nedtrengning av mørtelen. Vanningen må ikke skade det underliggende lag. Mørtelen spres jevnt utover og i en slik mengde at alle hulrom i pukklaget blir helt fylt etter en lett overflatevibrering. Mørtelen bør plasseres forsiktig på pukklaget, f.eks. ved at det brukes en tilpasset grusspreder. Straks steinene viser tendens til å «flyte», må valsingen og vibreringen opphøre.

Mørtelen skal danne en sammenhengende overflate, men steinene skal

være såpass synlige at overfalten likevel blir ruglet, for å gi god kontakt mellom bærelag og dekke.

En svak tendens til vannseparasjon etter ferdig nedvibrering av mørtelen kan tillates. Overflaten skal strykes av med kost eller annet egnet redskap for å fjerne eventuelt overskudd av vann eller sementslam.

#### d. Kontroll

Omfanget av driftskontrollen vurderes spesielt for de enkelte prosjekter. Spesielt må det legges vekt på følgende faktorer:

- mørtelens 7 døgns trykkfasthet.
- nedtrengningen av mørtelen i pukklaget.

### 5. OVERSIKT OVER KONTROLLARBEID

Kontroll av:		Materialkvalitet				Geometrisk kontroll,			
		Ved produksjon, vlm <sup>3</sup>			Utlagt, tam <sup>3</sup>	m			
		Korn-grad.	Fall-prøve	Petro-grafisk analyse	Korn-grad.	Teor. høyde	Jevn-het	Lag-tykk.	
Materialtype:									
Filterlag		1000			1000	100			
Forsterkningslag		2000			2000	40			
Bærelag	Vel-grad. matr.	knust grus	500	40000	4000	1000	40	40	40
		knust fjell	1000	4000	4000	2000	40	40	40
	Forkilt pukk		2000	4000	4000	4000	40	40	40
	Sem.stab.		Kfr. fig. 23 s. 136						

Figur 26. Oversikt over kontrollomfang. En prøve pr. angitt volum eller strekning for vegklasse III-IIc. For vegklasse IIc-Ia dobbel prøveantallet.



Det skal kontrolleres at kravene til materialkvalitet og utførelse er oppfylt. Kontrollen utføres ved inspeksjon, måling, feltforsøk eller analyse av uttatte prøver. Analyse og målinger forutsettes utført etter «Laboratorieundersøkelser» (3). Andre metoder må godkjennes før bruk.

Figur 26 gir veiledning i omfang av kontrollarbeid som bør utføres ved kontinuerlig drift etter at arbeidet er kommet i gang. Under oppstartning og ved spesielle lokale forhold, kan det være aktuelt å øke omfanget av kontrollen. Dersom det er nødvendig å prioritere kontrollomfanget, bør hovedvekten legges på driftskontroll av materialproduksjonen.

### **a. Vurdering av materialtak før produksjon**

Aktuelle materialtak for produksjon av overbygningsmaterialer skal være detaljundersøkt. På dette grunnlag vurderes ulike produksjonsmetoder og tiltak. En totalvurdering av økonomiske, tekniske og kvalitetsmessige forhold skal ligge til grunn for valg av materialtak og produksjonsmetoder.

### **b. Kontroll av materialene ved produksjon**

Ved uttaking av material skal det føres regelmessig tilsyn med forholdene i taket og variasjonene i materialkvaliteten. Det skal spesielt passes på at taket er godt avdekket.

Det tas ut kontrollprøver for undersøkning av den løpende produksjon i henhold til figur 26 s. 139.

De viktigste materialkrav er vist i figur 27 s. 141.

### **c. Kontroll av utførelsen**

#### *1. Utlekking*

Forholdene i anleggsfasen kan ha stor betydning på materialkvaliteten. Opplegget for utførelsen av vegfundamentet og koordineringen med legging av fast dekke må fastlegges på grunnlag av erfaringer.

Når materialet er ferdig utlagt på veggen og komprimert, skal det tas

Lag	Materiale	Stein- kvalitet	Øvre nom. kornstørrelse	Max finst.- innh. <20µm	Kornkurve	Kornform
Bærelag	Velgraderte mat.	3 se s. 128	53	3% <sup>3)</sup>	grensekurver se s. 131	minst 30% knust mat.
	Forkilt pukk	3 se s. 128	2/3 av lagt.			mest mulig kubisk
	Sementstab. grus		–		grensekurver	
	Sementstab. pukk		2/3 av lagt.			
Forsterk- ningslag	Sand, grus	5	2/3 av lagt. max 120 mm	3% <sup>3)</sup>	C <sub>u</sub> >10 filterkrit.	
	Kult	5	2/3 av lagt. max 150 mm	3% <sup>3)</sup>		
	Sprengt stein	5	2/3 av lagt. 1/2 av lagt. for bæreevnegr. VI	3% <sup>1)</sup>		
Filterlag	Sand, grus	Forvitrt. bestandig	1/2 av lagt. nor- malt max 63	3% <sup>2)</sup>		filterkrit.
	Fiberduk <sup>4)</sup>	–	–	–	–	–

1) 5% dersom hulrommet ikke er fylt av subbus.

2) Hvis nødvendig for filterkriteriene kan det tillates litt telefarlig materiale

3) Ved krav til materialet etter produksjon må det tas hensyn til erfaringer fra finstofføkning i anleggsfasen.

4) Krav til bruksklasse, se s. 123.

Figur 27. Materialkrav til overbygningsmaterialer, utlagt og komprimert.

#### KAPITTEL 4

nye kontrollprøver som angitt i figur 26 umiddelbart før vegdekket legges.

### 2. Komprimering

Valg av registreringsmetode vil avhenge av materialets maksimale kornstørrelse og tilgjengelig utstyr. Egnede metoder med tilhørende tilsiktede komprimeringsverdi er gitt i figur 28.

Tilsiktet komprimeringsresultat	Registr.metode		Måling av densitet		Platebelastning		Nivellement
	Material						
Bærelag			103% St. Proctor		Vegklasse III- IIc	Vegklasse IIc- Ia	
Forsterkningslag			100% St. Proctor		$E_2/E_1 \leq 3.5$	$E_2/E_1 \leq 2.5$	Valsing forts. til gl.sn. setn. for siste valsing er 10% av tot.setn.
Filterlag			95% St. Proctor				
Egnet registreringsmetode			Vannvolumeter	Sandvolumeter	Isotopmåler		
		22					
	Øvre nom. steinstørrelse mm	53					
		120					
		120					


 Egnet

Fig. 28. Egnede registreringsmetoder for komprimering og tilsiktet verdi for komprimeringsresultatet.

### 3. Høyder, jevnhet, lagtykkelser

Det stilles relativt strenge krav til jevnhet, tverr- og lengdeprofil for bituminøse dekker. For å kunne oppfylle disse kravene, må det settes krav for høyder, jevnhet og lagtykkelse for de enkelte lag i overbygningen. Disse krav er også nødvendige for å sikre visse minstetykkelser for tynne lag i overbygningen og en økonomisk best mulig utnytting av kostbare overbygningsmaterialer.

Krav kan fravikes når alternativ utførelse gir bedre økonomi og tilfredsstillende kvalitet.

Figur 29 viser en oversikt over krav for høyder, jevnhet og lagtykkelse. Høyde måles i 3 punkter pr. profil. Jevnhet måles med to registreringer i tverr- og lengderetning pr. profil.

**DETTE KORREKTURBLAD ERSTATTER SIDE 143  
I HÅNDBOK-018 VEGBYGGING.**

OVERBYGNING

Toleranse for Over- flate av	Avvik fra teoretisk høyde,  mm	Jevnhet målt på langs m/3 m rettholt, mm		Jevnhet målt på tverrpro- fil m/3 m rettholt,  mm	Avvik i teoretisk lag- tykkelse,
		Vegkl. III-II d	Vegkl. II c-I a		
Bærelag <sup>1)</sup> Ag, Ap, As	± 20	8	6	15	+ 30 til ÷ 40 kg/m <sup>2</sup>
Vm, Cg	± 20	10	8	15	20 %
Fp, Cp	± 20	14	10	15	20 %
Pp	± 20	16	12	15	20 %
Forsterkningslag Avretting til under- kant bærelag i bæreevnegruppe I	± 25				
Filterlag	± 30				
Planum, jordskjæring og fylling	± 50				
Fjellskjæringsbunnen ved grunnsprengning	+ 50	Gjelder lokale partier med oppstikkende fjell			

<sup>1)</sup> Angitte aksepterte avvik i figur 30 s. 144 for jevnhet og lagtykkelse for bærelag gjelder kun Vm og Cg.

*Figur 29. Krav til høyder, jevnhet og lagtykkelse.*

**d. Aksepterte avvik fra krav**

Ved etterkontroll aksepteres at en del av målingene avviker fra de oppsatte krav under følgende forutsetninger:

- det utføres et tilstrekkelig antall målinger av ensartede materialparti-  
er, vegstrekninger m.v., normalt minst 10 prøver. For spesielle kriteri-  
er, f.eks. steinkvalitet, regnes med de siste 10 prøver fra hele material-  
forekomsten.
- de aksepterte målinger skal ikke ha avvik utover toleransegrensene  
gitt i figur 30.

Andelen aksepterte avvik  
er avhengig av vegklasse:

Vegklasse	Aksepterte avvik, %
III-II d	20
II c-I a	10

Krav for		Krav	Aksepterte avvik for inntil 10% (20%) av måleresultatene				
Tillatt finstoffinnhold for ikke telefarlige mat.		Max 3% <20µm	Max 4% <20 µm				
Kornkurve for Vm		2 krysninger av delelinjer (kfr.fig. 19)	3 krysninger				
Steinklasse	Bærelag	Steinklasse 3 Steinklasse 4	Steinklasse 4 Steinklasse 5				
	Forst.lag	Steinklasse 5	Avvik vurderes på grunnlag av petrografisk analyse				
Trykkfasthet for Cg		Avh. av lab.forsøk	-20%				
Teoretiske høyder, mm		Planum	F.lag	B.lag	Planum	F.lag	B.lag
		± 50	± 25	± 20	± 75	± 40	± 30
Jevnhet (rettholt) mm	Vegklasse	III-II d	II c-I a		III-II d	II c-I a	
	Bærelag Lengderetn.	10	8		15	12	
	Tverretn.	15	15		20	20	
Lagtykkelse, bærelag		20%			30%		

Figur 30. Oversikt over aksepterte avvik fra krav.

## D. Veg med betongdekke

Et betongdekke vil fordele trafikkbelastningene bedre enn et bituminøst vegdekke. På ikke telefarlig undergrunn kan betongdekket legges direkte på undergrunnen, eventuelt med et avrettingslag.

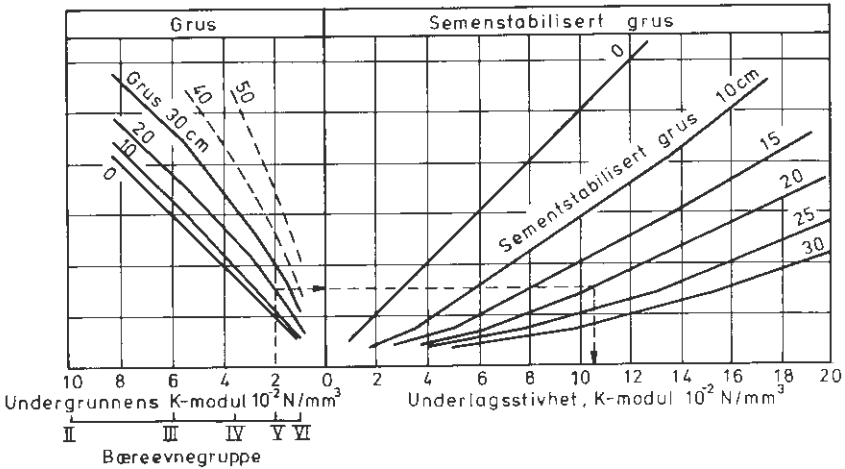
Fordi et betongdekke er mye stivere enn et bituminøst vegdekke, kan det ikke på samme måte følge bevegelser i underlaget. Ujevne setninger eller ujevn telehiv kan føre til at betongdekket sprekker opp. Slike sprekker kan vanskelig repareres fullgodt. Ujevne telehiv kan unngås ved bruk av frostsikring, se kapittel 2 s. 31.

1. DIMENSJONERING AV OVERBYGNINGEN

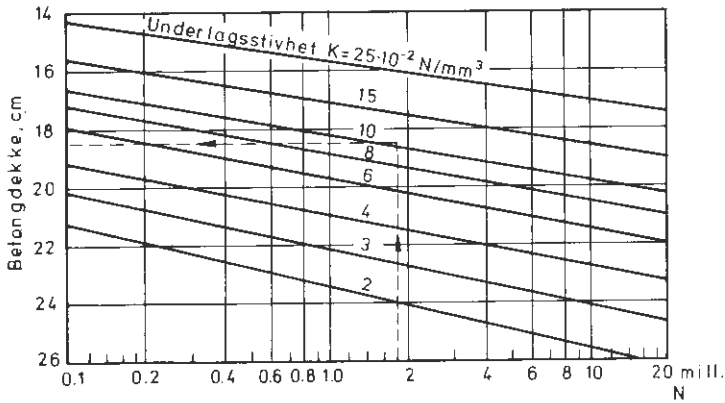
Ved dimensjonering av overbygning for veger med betongdekke gjelder de generelle forutsetningene som er beskrevet i pkt. 1 og 2 s. 105.

Dimensjonerende trafikbelastning bestemmes etter figur 6 s. 113. malt bør velges 10 t tillatt aksellast og 20 år som dimensjoneringsperiode.

A



B



Figur 31. Dimensjonering av veg med betongdekke.

Dette fordi vegen ikke kan bygges opp etappevis og fordi betongdekket har forholdsvis lang levetid.

Dimensjoneringen som er vist i figur 31 er basert på Westergaards spenningsanalyse slik den er anvendt av Portland Cement Association (PCA) i U.S.A. (4). Ved å forutsette en aksellastfordeling for de tunge kjøretøyene som vist på s. 461, er imidlertid bruken av denne metoden forenklet betydelig.

Underlagsstivhet,  $k$ -modul, er et uttrykk for den reaksjon betongdekket får fra underlaget (fundamentet). I figur 31A er det anslått en  $k$ -modul for hver bæreevnegruppe, jfr. figur 1 s. 107. Undergrunnens  $k$ -modul kan korrigeres for lag av grus og sementstabilisert grus. Hvis f.eks. bare et gruslag legges mellom undergrunn og betongdekket, brukes 0-linjen for sementstabilisert grus når undergrunnens  $k$ -modul korrigeres.

Pukk og kult gir tilnærmet samme økning av  $k$ -modulen som grus. Undergrunnsstivheten kan derfor korrigeres med kurvene for tilsvarende tykt gruslag. Bruk av bitumenstabiliserte materialer må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

I fjellskjæring, tunnel og på steinfylling (min. 2 m) kan det antas en underlagsstivhet,  $k$ -modul, på  $25 \cdot 10^{-2} \text{N/mm}^3$ .

Tykkelsen på betongdekket finnes der en loddrett linje fra den aktuelle trafikkbelastning,  $N$ , skjærer kurven for underlagsstivheten,  $k$ -modulen.

Det er forutsatt at dekket utføres med fordybling av fugene. Dyblene kan sløyfes hvis dekketykkelsen økes med 2,5 cm. Det er ikke tatt hensyn til avsnitt om Betongdekker i kapittel 6 s. 265. Der er det også satt til avsnitt om Betongdekker i kapittel 6 s. xx. Der er det også satt minstekrav til dekketykkelse avhengig av vegklasse.

Overbygningstykkelsen bør være minst 25/40/50 cm i bæreevnegruppe IV/V/VI av hensyn til teleløsning. Med dette forbehold skal overbygninger dimensjonert etter figur 31 ha tilstrekkelig bæreevne hele året. Det forutsettes at dreneringen er som angitt i kapittel 5 s. 149.

På telefarlig undergrunn vil det være aktuelt å frostsikre vegen, se kapittel 2 s. 38.

Eksempel: Dimensjonering av veg med betongdekke	Se	
	fig	side
Gitt: ÅDT-T = 400 Tillatt aksellast: 10 tonn Dimensjoneringsperiode: 20 år Undergrunn: Sandig morene, T3 = bæreevnegr. V	1	107
Det velges et 20 cm forsterkningslag av grus og et lag sementstabilisert grus på 20 cm. Hvor tykt må betongdekket være?		
Sum ekvivalente 10 t aksler: $N = 1,8$ mill.	6	113
Undergrunnens k-modul: $k = 2 \cdot 10^{-2} \text{N/mm}^3$	31	145
Korrigert for 20 cm grus og 20 cm sementstabilisert grus:	31	145
Underlagsstivhet, $k = 10,5 \cdot 10^{-2} \text{N/mm}^3$	31	145
Tykkelse på betongdekket: 18,5 cm	31	145

## 2. KRAV TIL MATERIALER, UTFØRELSE OG KONTROLL

For bærelag, forsterkningslag og filterlag, se tilsvarende avsnitt under pkt. C s. 111.

For betongdekket, se eget avsnitt under kapittel 6 s. 265.

## Referanser

1. *Sørlic, A. (1975).* Fiberduk i vegbygging. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, Intern rapport nr 612, Oslo, 17 s.
2. *Statens vegvesen (1979).* Sementstabilisering av veger, Vegdirektoratet, Håndbok – 005 (3. utg.), Oslo, 98 s.
3. *Statens vegvesen (1979).* Laboratorieundersøkelser, Vegdirektoratet, Håndbok – 014, Oslo, 294 s.
4. *Portland Cement Association. Concrete information. (1966).*



# Kapittel 5

## DRENERING

<b>A. Beregning av dimensjonerende vannføring .....</b>	<b>153</b>
1. AVRENNINGSFAKTOR, C .....	153
2. MIDLERE NEDBØRSINTENSITET, $i_m$ .....	154
a. Konsentrasjonstid .....	154
b. Regnværsvariasjon og intensitet .....	155
c. Valg av returperioden .....	156
3. NEDSLAGSFELTETS AREAL, A .....	156
4. BEREGNINGSEKSEMPEL .....	157
<b>B. Oppsamling og bortledning av overflatevann .....</b>	<b>157</b>
1. FORHOLDET TIL NABOGRUNN .....	157
2. AVVANNINGSSYSTEM I LANDLIGE OG UBEBYGDE OMRÅDER .....	158
a. Tverrfall .....	159
b. Skjærings- og fyllingsskråninger .....	159
1. Skjæringsskråning .....	159
2. Midlertidig beskyttelse av fyllingsskråning .....	159
c. Sidegrøft/forsenket midtdeler .....	161
1. Hydraulisk dimensjonering av grøft .....	161
d. Rist, sandfang, overvannsledning .....	164
1. Rist .....	164
2. Sandfang .....	164
3. Overvannsledning .....	164
e. Terrenggrøft og nedføringsrenne .....	165
1. Renne oppbygd av grastorv .....	166
2. Renne oppbygd av sprengt stein .....	166
3. Renne av frostfritt fundament .....	167

3. AVVANNINGSSYSTEM I BYMESSIGE STRØK OG UTBYGNINGSOMRÅDER.....	168
a. Kantstein .....	169
b. Sluk og rister .....	169
c. Sandfang .....	170
d. Avløp fra sandfang.....	170
e. Overvannsledninger.....	171
f. Ledningenes plassering.....	171
g. Beregningseksempel.....	171
C. Drenering av undergrunn og vegoverbygning.....	173
1. DRENERING I JORDSKJÆRING .....	174
a. Åpen drenering .....	174
b. Lukket drenering.....	175
1. Grunn sidegrøft med grunn drensledning .....	175
2. Grunn drenering med grove steinmaterialer .....	176
3. Grunn sidegrøft med dyp drensledning.....	178
2. DRENERING I FJELLSKJÆRING.....	179
3. UTFORMING AV DRENSLEDNING .....	180
a. Dimensjonering.....	180
b. Grøftetverrsnitt og lengdeprofil .....	181
c. Drensrørtyper.....	181
d. Filtermateriale .....	183
e. Utførelse .....	185
D. Hydraulisk dimensjonering av kulverter og overvannsledninger.....	186
1. VANNFØRING OG HASTIGHET I BETONGRØR, FIGUR .....	186
2. VANNFØRING OG HASTIGHET, HYDRAULISK DIMENSJONERING .....	186
a. Teoretisk grunnlag for hydraulisk dimensjonering .....	186
b. Framgangsmåte ved dimensjonering .....	190
1. Overkritisk hastighet .....	190
2. Underkritisk hastighet .....	191
c. Krav til fall på kulverten.....	194

<b>E. Konstruksjon og utførelse av kulvert .....</b>	<b>194</b>
<b>1. VALG AV KULVERTTRASÉ OG TYPE .....</b>	<b>194</b>
<b>a. Valg av kulverttrasé .....</b>	<b>194</b>
<b>b. Valg av kulverttype .....</b>	<b>194</b>
<b>2. KULVERTENS FALL .....</b>	<b>196</b>
<b>3. FUNDAMENTERING OG OMFYLLING .....</b>	<b>197</b>
<b>a. Fundamentering på fast grunn .....</b>	<b>197</b>
<b>b. Fundamentering på bløt grunn .....</b>	<b>198</b>
<b>c. Omstøping av betongrør under høye fyllinger .....</b>	<b>198</b>
<b>4. LEGGING OG OMFYLLING AV KULVERTER .....</b>	<b>202</b>
<b>a. Betongrør .....</b>	<b>203</b>
<b>b. Rør av korrugerte stålplater .....</b>	<b>204</b>
<b>c. Plastrør .....</b>	<b>206</b>
<b>5. INN- OG UTLØP .....</b>	<b>206</b>
<b>Referanser .....</b>	<b>208</b>

## 5. DRENERING

Med drenering forstås oppsamling og bortledning av overflatevann eller vann i grunnen.

I naturlig terreng er det drens-systemer både for overflatevann og grunnvann. Systemene er i likevekt og forandres lite uten ved inngrep i terrenget eller ved naturskade. Ved endringer i terreng og vannføring kan drens-systemet bli overbelastet og store skader kan oppstå i form av erosjon og utglidninger. Vegbygging bør derfor ikke unødig forandre vannstand, fall og vannføring i naturlige drens-systemer.

### A. Beregning av dimensjonerende vannføring

Vannmengden utgjøres av avrenning fra høyereliggende arealer og av den nedbør som faller på vegbanen.

Avrenningen beregnes etter

$$Q = C \cdot i_m \cdot A, \text{ l/s}$$

der  $Q$  = dimensjonerende vannføring, l/s

$C$  = avrenningsfaktor, –

$i_m$  = midlere nedbørsintensitet, l/(s · ha)

$A$  = nedslagsfeltets areal, ha (1 ha = 10 000 m<sup>2</sup>)

#### 1. AVRENNINGSFAKTOR, C

Avrenningsfaktoren  $C$  angir hvor stor del av den totale nedbør som renner bort fra overflaten og avhenger av flere forhold ved nedslagsfeltet: Vegetasjon, fall, oppsuging i grunnen, kultivering og utbygging. Som  $C$  velges en middelvei for disse forhold.

Flate	C
Betong- og asfaltdekke	0,75–0,95
Brulegning	0,70–0,80
Berg i dagen	0,60–0,80
Grusveg	0,30–0,70
Dyrket mark	0,05–0,25
Parkområder med plasser og veger	0,10–0,20
Skogområde	0,05–0,15

Figur 1. Veiledende verdier for avrenningsfaktoren C.

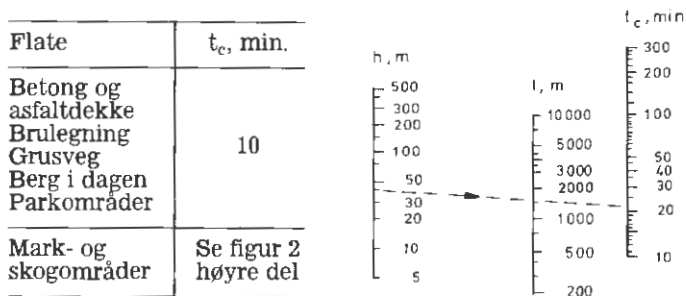
Regn på frosset jord og islagte områder kan gi avrenning som tilsvarer «Berg i dagen». Slike forhold kan inntreffe over korte tidsrom, særlig om våren.

## 2. MIDLERE NEDBØRSINTENSITET, $i_m$

Intensiteten  $i_m$  er det antall liter vann som faller på et hektar (10 000 m<sup>2</sup>) i løpet av ett sekund. Den verdi av  $i_m$  som velges er avhengig av konsentrasjonstiden  $t_c$  for den aktuelle flate og den returperiode  $n$  man dimensjonerer for.

### a. Konsentrasjonstid, $t_c$

I nedslagsfeltet vil det ta en viss tid for vannet å renne fram til det punkt der avrenningen skal beregnes. For mange flater (særlig i tettbygde strøk) settes konsentrasjonstiden til 10 minutter. For markområder gir figur 2 veiledende verdier for konsentrasjonstiden (1).



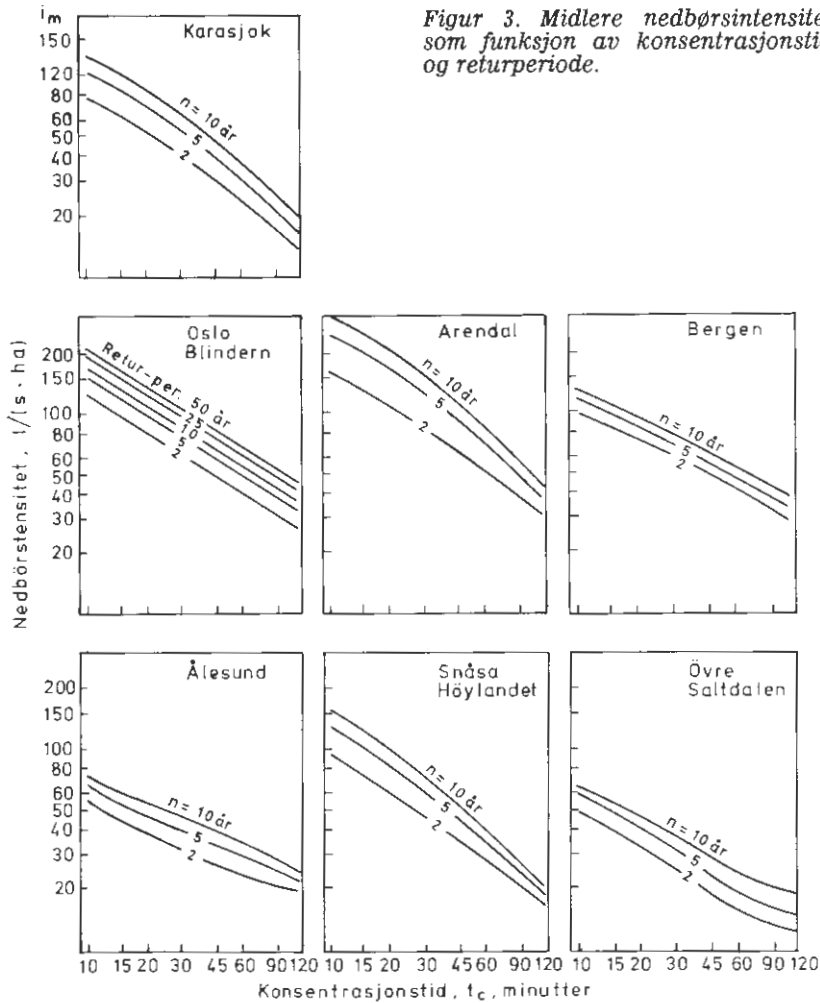
Figur 2. Konsentrasjonstider for ulike flater.

$h$  = nedslagsfeltets høydeforskjell  
 $l$  = maksimal lengde for vannet å renne

## b. Regnværsvariasjon og intensitet

I et regnskyll vil intensiteten variere med tiden. De mest intense bygene er kortvarige. Lengre regnvær er mindre intense.

I formelen,  $Q = C \cdot i_m \cdot A$ , benyttes gjennomsnittsverdier for nedbørsintensiteten  $i_m$ . Konsentrasjonstiden for feltet  $t_c$  bestemmer den tid intensiteten midles over.



Figur 3. Midlere nedbørsintensitet som funksjon av konsentrasjonstid og returperiode.

Kurvene i figur 3 s. 155 angir hvilke intensiteter man kan regne med for forskjellige tider  $t_c$  og returperioder. Nedbørsstatistikken som ligger til grunn for figur 3 ajourføres fortløpende av Meteorologisk institutt, og instituttet kan om nødvendig kontaktes.

### c. Valg av returperiode, $n$

Av økonomiske grunner er det ikke forsvarlig å dimensjonere alle elementer i dreneringssystemet for maksimal beregnet vannføring. Jo mindre skadevirkningene p.g.a. underkapasitet vil være, desto større er berettigelsen for å velge en hyppig returperiode. Returperioden velges som angitt i figur 4.

Element	$n$ , år
Rister, sluk og overvannsledning, oppstrøms	2
Rister, sluk og overvannsledning, nedstrøms	5
Kulverter med mulighet for stighøyde	25
Kulverter uten mulighet for stighøyde	50

Figur 4. Minste returperiode,  $n$ .

Verdier i figur 4 benyttes bare dersom virkningene av oversvømmelsene blir beskjedne. Dersom en oversvømmelse medfører fare for menneskeliv, bebyggelse, varelager, blokkering av store trafikkstrømmer osv. velges en betydelig lengre returperiode, for  $n < 5$  doubles returperioden.

### 3. NEDSLAGSFELTETS AREAL, $A$

Formelen (s. 153) bør ikke benyttes for arealer større enn 500 ha. Ved større nedslagsfelt bestemmes maksimal vannføring ved å ta utgangspunkt i flomvannsobservasjoner (Vassdragsvesenet) over lengre tidsrom i det aktuelle vassdrag.

Nedslagsfeltets areal kan registreres ved

- kart med brukbar nøyaktighet, målestokk og ekvidistanse
- flyfotos betraktet i stereoskop

- lengde- og tverrprofil av aktuell vegstrekning
- befaring i marken og opptegning av terrengskisse når annet bakgrunnsmateriale ikke finnes.

#### 4. BEREGNINGSEKSEMPEL

En kulvert med mulighet for stigehøyde skal dimensjoneres. Kulverten ligger i Oslo-området. Nedslagsfeltet er målt til 8 ha. Høydeforskjellen mellom fjerneste punkt i terrenget og utløpet er 10 meter. Horisontalprosjeksjonen av den lengste veg vannet har å renne fra det fjerneste punkt og til utløpet er 1 000 meter. Arealet består av mark og litt skog.

	Se	
	figur	side
Avrenningsfaktoren $C = 0,1$	1	154
For $h = 10$ m og $l = 1000$ m blir konsentrasjonstiden $t_c = 24$ minutter	2	154
Returperioden $n = 25$ år	4	156
Midlere nedbørsintensitet for Oslo $i_m = 120$ l/sha	3	155
Dimensjonerende vannføring blir		
$Q = C \cdot i_m \cdot A$		
$= 0,1 \cdot 120 \cdot 8 = 96$ l/s		

## B. Oppsamling og bortledning av overflatevann

Overflatevann i vegområdet er regn eller smeltevann på selve vegkroppen og tilstøtende skråninger samt vann fra høyere liggende terreng. Overflatevannet må samles opp før vannet fører til graving i vegkroppen eller til nedsatt trafiksikkerhet.

### 1. FORHOLDET TIL NABOGRUNN

Vann, som avledes fra vegområdet, må ikke slippes ut over tilstøtende eindommer uten at vegmyndighetene har ervervet rett til dette ved avtale eller ekspropriasjon.

Ved utforming av avløpssystem må det legges vekt på hensynet til de



arealer og installasjoner utenfor vegområdet som vil bli berørt, slik at det ikke oppstår fare for forsumpning, erosjon og ras m.v.

Dersom avløp fra vegområdet vil føre til økt vannføring i bekker og mindre vassdrag, må det særlig undersøkes om tekniske innretninger langs disse er dimensjonert for økt vannføring. Når det er fare for skader på grunn av endret vannføring, skal saken forelegges Vassdragsmyndighetene, jfr. § 8 i Vassdragsloven, lov av 15. mars 1940, nr. 3. Det kan også bli aktuelt å holde forhåndsskjønn, jfr. Vassdragslovens § 112, for å avgjøre om tiltaket kan iverksettes (2).

Fører veganlegget til inngrep i den bestående avrenning av overflatevann fra arealer som støter til vegen, må vegvesenet sørge for avledning av dette. Ofte vil dette vannet bli samlet opp i vegggrøftene og ledet bort sammen med vann fra vegområdet.

Det må også skaffes avløp for eksisterende drensledninger. Enkeltledninger kan føres inn i vegggrøftene. Større drensssystem må gis avløp via langsgående samleledning.

Vann fra vegområdet kan representere en forurensningsfare. Dette gjelder særlig i forhold til eksisterende vannforsyningsanlegg. Brønner m.v. må vies oppmerksomhet under utforming av avløpssystemet. Før anlegget startes opp bør det kartlegges og undersøkes om det er fare for uttørking eller forurensing.

## 2. AVVANNINGSSYSTEM I LANDLIGE OG UBEBYGDE OMRÅDER

I landlige og ubebygde områder nyttes ofte åpne grøfter (terreng-, midt-, eller sidegrøfter). I lengre jordskjæringer bør overflatevannet føres i lukket rørsystem. Ved fall mindre enn 10‰ bør lukket rørsystem velges dersom jordskjæringen er lengre enn ca. 100 m.

Grøftene skal ha jevnt lengdefall for å motvirke tilslamming. Terskler som danner vannansamlinger i grøften må unngås. Vannansamlinger medfører oppbløting av traue og vegkropp og kan gi skader i form av redusert bæreevne (lokale setninger) og økt telehiv (iskjøving).

## a. Tverrfall

Av hensyn til trafikksikkerhet og kjørekomfort må overflatevannet renne vekk fra kjørebanelen. Vegen bygges derfor med tverrfall som er avhengig av dekketype. Tverrfallet er nærmere spesifisert i «Geometrisk utforming», kap. VI (3).

Det normale tverrfall for dekker er:

betong	1,5–2,5%
asfalt	2,5–3,0%
grus	} 3–4%
oljegrus	
overflatebehandling	

## b. Skjærings- og fyllingsskråninger

### 1. Skjæringsskråning

Er skjæringens overflate stabil og motstandsdyktig mot erosjon, vil overflaten lede bort vannet uten at den skades. I de fleste tilfeller er det likevel viktig å få tilsådd overflaten og etablert vegetasjon snarest mulig etter planering.

Dersom materialet i skjæringsskråningen er lite motstandsdyktig mot oppbløting og erosjon, kan overflatevann forårsake store skader. For å hindre at vann fra høyereliggende områder renner nedover skråningen anlegges langsgående terrenggrøft ovenfor skjæringstopp. Terrenggrøften etableres tidligst mulig og helst før skjæringsarbeidene påbegynnes.

### 2. Midlertidig beskyttelse av fyllingsskråning

Fyllingsskråninger bygges slik at de kan motstå erosjonskrefter forårsaket av overflatevann fra kjørebanelen. Den mest kritiske periode er tiden før fyllingsskråningens vegetasjon har utviklet et kraftig rotsystem. Dersom vannmengden blir stor i denne periode kan dette føre til utvasking av vegetasjonsdekket. Erosjon kan føre til tap av vegetasjonsdekke. I spesielle tilfeller kan fyllingens stabilitet bli truet. Selv ved mindre

## KAPITTEL 5

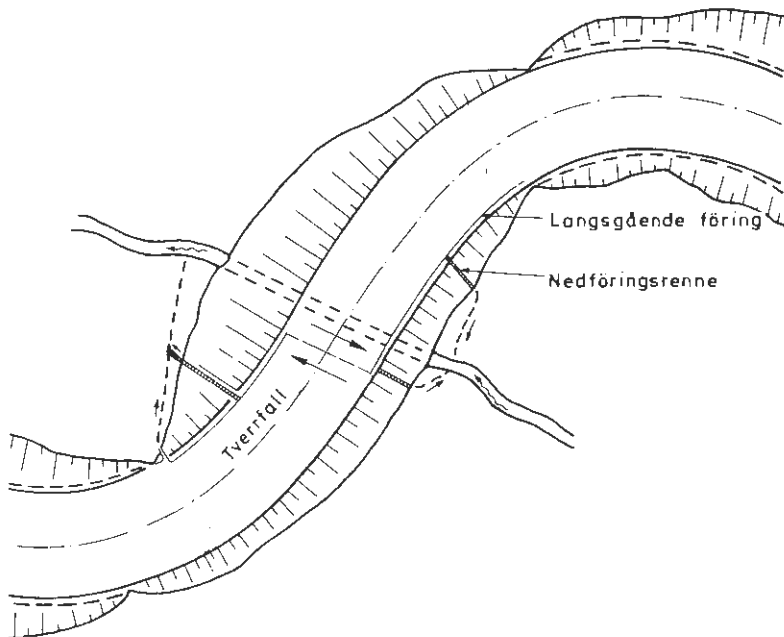
fyllinger kan det under visse forhold bli nødvendig med midlertidig beskyttelse ved langsgående føring og nedføringsrenner.

### – Langsgående føring

For å hindre erosjon kan langsgående føring midlertidig legges i skulderkant. Flere typer av føringer er aktuelle: En vulst av asfalt, plank, betongstein som limes på belegningen etc.

### – Nedføringsrenner

Med visse mellomrom brytes den langsgående føringen, og vannet ledes ned til en grøft ved fyllingsfoten eller stikkrenne, se figur 5. Vannet føres ned fyllingsskråningen i spesielt bygde eller tilformede renner. Overflatevannet bør ikke komme inn i kjørebanelen, og dette er medbestemmende for avstanden mellom nedføringsrennene.



Figur 5. Eksempler på plassering av langsgående føringer og nedføringsrenner.

### c. Sidegrøft/forsenket midtdeler

Sidegrøften skal drenere overbygningen, lede bort overflatevann og gi plass for snø fra brøyting. Forsenket midtdeler på flerfelts veg kan ha de samme funksjoner.

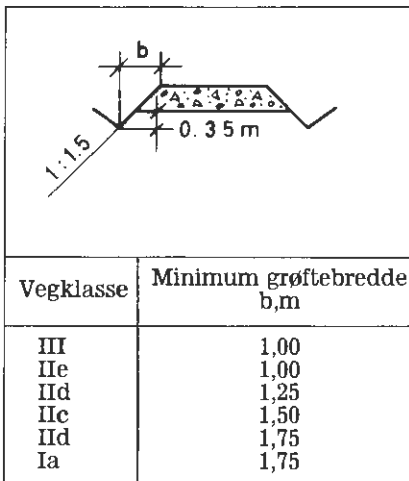
Sidegrøften skal dessuten fange opp mindre ras eller stein/is som løsner i skjeringssiden, se for øvrig kapitlene 3 s. 155 og 8 s. 163. Ved utforming av sidegrøft må man sikre at:

- grøftesidene skal være stabile og tverrsnittet skal ha tilstrekkelig kapasitet
- lengdefallet og kledningsmaterialet i grøften skal velges slik at erosjon hindres selv ved maksimal vannføring

#### 1. Hydraulisk dimensjonering av grøft

- Normalprofiler for sidegrøft

Normalprofilene for sidegrøfter, se figur 6 (2), gir normalt tilstrekkelig kapasitet. Kontrollberegning etter Mannings formel er derfor bare nødvendig i spesielle tilfeller. Ved dimensjonering bør det også tas hensyn til at tverrsnittet kan bli redusert på grunn av vegetasjon eller forsømt opprensning.



Figur 6. Minste grøftebredde

KAPITTEL 5

– Beregning av sidegrøft

Maksimal vannføring beregnes etter pkt. A s. 153. Tverrsnitt og lengdefall kontrolleres etter Mannings formel:

$$Q = M \cdot A \cdot R^{2/3} \cdot I^{1/2} \cdot 1000$$

der  $Q$  = grøftens vannføring, l/s

$M$  = Mannings tall,  $m^{1/3}/s$

$A$  = tverrsnitt av grøften,  $m^2$

$R$  = hydraulisk radius,  $A/P$ , m

$I$  = lengdefall av grøften, ubenevnt (>10‰)

$P$  = lengden av den del av grøfteprofilen som kommer i berøring med vann (våt perimeter), m

Figur 7 angir verdier for  $M$  for aktuelle kledningsmaterialer.

I tillegg til kontrollberegning av tverrsnitt og fall med henblikk på kapasitet, foretas kontroll av vannhastigheten. Gjennomsnittshastigheten for vannet beregnes etter formelen:  $v = Q/(A \cdot 1000)$ , m/s

Figur 7 viser hvilke gjennomsnittshastigheter som kan godtas uten at erosjon oppstår.

Dersom dimensjonering etter Mannings formel gir høyere vannhastighet enn det som aksepteres etter figur 7, må enten grøftekledningen eller lengdefallet forandres eller noe av vannmengden ledes bort på annen

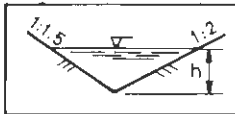
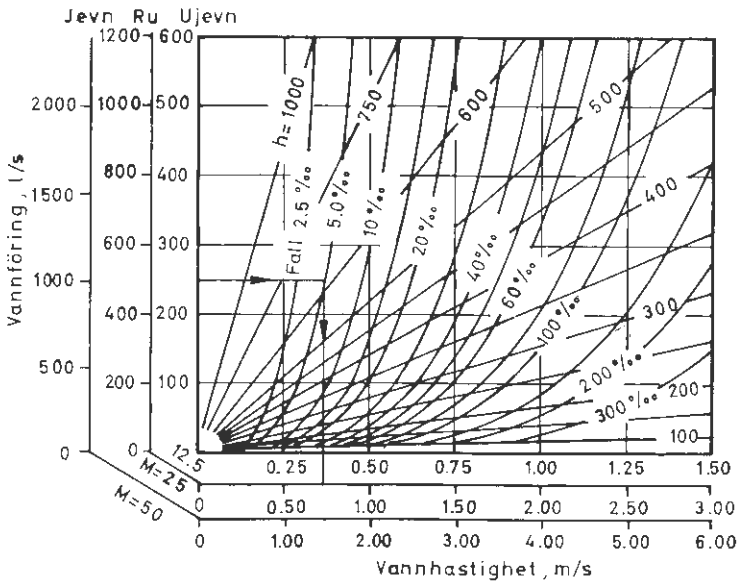
Kledningsmateriale i grøft	Mannings tall $M$ , $m^{1/3}/s$	Vannhastighet uten fare for erosjon, $m/s$
Betongkledning	50–80	2,0–5,0
Asfaltert dekke	60–75	2,0–5,0
Steinsetting (jevnt utlagt)	30–60	2,0–5,0
Grus	30–50	1,0–1,5
Småstein	30–50	1,2–2,0
Jord uten vegetasjon	30–50	0,5–0,8
Jord med lett vegetasjon	25–30	0,5–1,2
Ujevn steinkledning	20–30	1,5–3,0
Jord med kraftig vegetasjon	15–25	1,0–2,0
Naturlig bekk og elv	5–40	–

Figur 7. Mannings tall for grøfter. Vannhastighet uten fare for erosjon.

måte (stikkrenne, lukket overvannsledning, terrenggrøft). Løsningen er avhengig av de stedlige forhold og muligheten for å få bedre egnede materialer til grøftekledningen.

Vanlig kledningsmateriale er jord med lavtvoksende gras. Ved lange grøfter med sterkt fall kan om nødvendig asfalteres eller penetreres for å unngå erosjon.

Figur 8 viser vannføring og hastighet i en V-formet grøft som funksjon av grøftedybde og lengdefall. Det er brukt tre skalaer for Mannings tall. I litteraturen finnes slike diagrammer for mange forskjellige grøfteprofiler.



Eksempel:  
 $Q = 500 \text{ l/s}$   
 $I = 5 \text{ ‰}$   
 $M = 25 \text{ (Ru)}$   
 $h \sim 650 \text{ mm}$   
 $v = 0.75 \text{ m/s}$

Figur 8. Vannføringsdiagram for V-formet grøft.

**d. Rist, sandfang, overvannsledning***1. Rist*

Ledes overflatevann bort i et lukket ledningssystem må man hindre at gjenstander kommer inn i ledningene og tetter disse. Dette skjer ved bruk av rist. Gjenstander som stoppes reduserer kapasiteten til risten. Derfor må ristens kapasitet være større enn beregnet vannmengde.

I kjørebanelen må både rist og lokk være kjørestærke. Av hensyn til reasfaltering bør risten være regulerbar i høyden eller av såkalt «flytende type».

*2. Sandfang*

Overflatevann fra kjørebanelen inneholder slam, grus, småstein m.v. som skylles ned gjennom ristene. For at ikke dette skal følge med inn i ledningssystemet og slamme det til, må vannet fra risten passere et sandfang.

Sandfanget er en kum hvor bunnen er forsenket 0,75–1,0 m i forhold til utløpet, se figur 14 s.169.

Sandfanget fundamenteres frostfritt, og helst være så dypt at det ikke fryser ut is av betydning i slamrommet. Isdannelse unngås som regel dersom sandfangkummen fundamenteres frostfritt og slamrommet har anbefalt dybde.

Sandfangets diameter bør av hensyn til stakemulighetene, slamrommets volum og rørenes tilkøpling ikke være under 1,0 m. Det bør bygges med tette skjøter og ikke ha hull eller sår som tillater vannet å unnsnippe på annen måte enn gjennom utløpet.

*3. Overvannsledning*

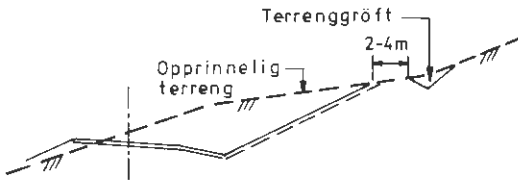
Overvannsledningers funksjon er å lede vann fra sandfangene til utløp i kulverter, bekker eller elver. Overvannsledninger legges med tette skjøter.

Med hensyn til dimensjonerende vannmengde og fundamentering, se pkt. A s. 153, D s. 186 og E s. 194.

### e. Terrenggrøft og nedføringsrenne

Avskjærer en vegskjæring de naturlige drensdrag i terrenget bygges terrenggrøft for å hindre at vannet renner ned skjæringsskråningene og forårsaker erosjon.

Terrenggrøften tilpasses stedlige forhold. Ligger forholdene til rette legges grøften nær skjæringstopp, se figur 9.



Figur 9. Plassering av terrenggrøft.

Vann fra flere konsentrerte drensdrag kan samles i avskjærende terrenggrøft og skaffes avløp på egnet sted.

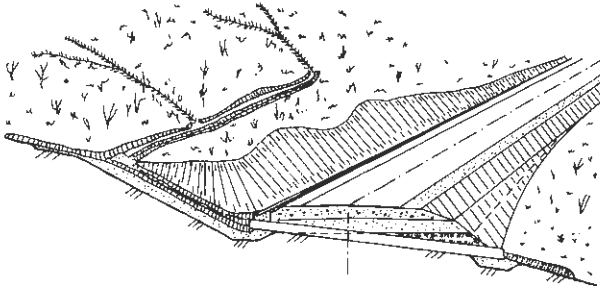
Dersom bekkefar eller terrenggrøft munner ut i skjæringsskråningen i jordterreng, må det bygges nedføringsrenne til stikkrenne eller sidegrøft. Utførelsen må tilfredsstillende følgende krav:

- vannet må tas inn i rennen uten fare for erosjonsskader
- rennen må ha tilstrekkelig tverrsnitt og bunn og sider som ikke eroderes
- vannets hastighet må om nødvendig reduseres langs rennen eller senest ved utløpet

Ved små vannmengder kan det anlegges enkle typer av nedføringsrenner. Ved større vannmengder og viktige veger fundamenteres nedføringsrenner frostfritt og utføres med solid steinsetting for å motstå erosjon og å redusere vannhastigheten. Tverrsnittet dimensjoneres så rikelig at det ikke er fare for graving utenfor rennen i flom.

Som vist på figur 10, bør vannet føres direkte fra nedføringsrennen inn i en stikkrenne eller kum og overvannsledning. Unntak gjøres ved små vannmengder der nedføringsrennen kan munne ut i sidegrøften.





Figur 10. Terrenggrøft med nedføringsrenne.

Enkleste form for nedføringsrenner er:

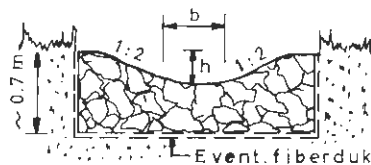
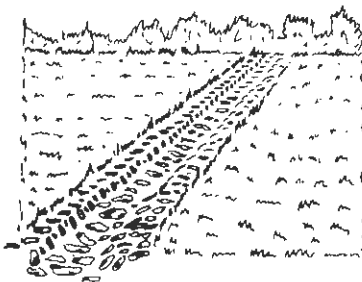
- renne oppbygd av grastorv
- renne oppbygd av sprengt stein

### 1. Renne oppbygd av grastorv

I fyllings- eller skjæringsskråning kan det lages en renne som kles med grastorv. Torven festes med treplugger og/eller grovmasket netting. Rennen tilsås umiddelbart etter at den er bygd.

### 2. Renne oppbygd av sprengt stein

I fyllings- eller skjæringsskråninger graves en ca. 0,7 m dyp (eller dypere ved behov) grøft. I grøften fylles sprengt stein med gradering 0–300 mm.



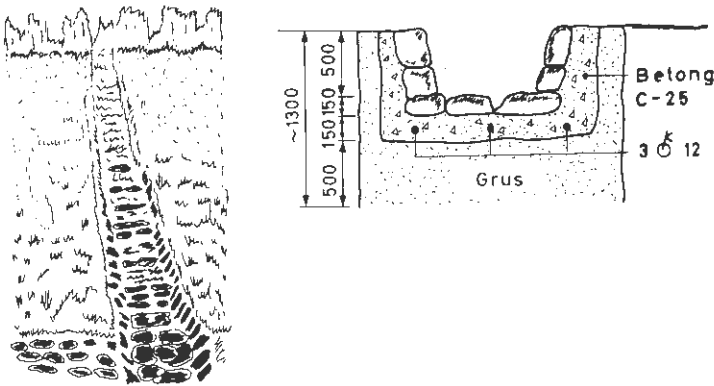
Figur 11. Renne av sprengt stein. Bredde  $b$  bestemmes bl.a. av skuffebredde på graveutstyret som benyttes. Grøftedybde bestemmes ut fra vannføringen.

Ved behov legges fiberduk under steinmassene. Steinmassene komprimeres med gravemaskin, se figur 11.

Renskmasser fra trau i fjellskjæringer kan med fordel benyttes da disse ofte har god gradering og ønskelig stabilitet.

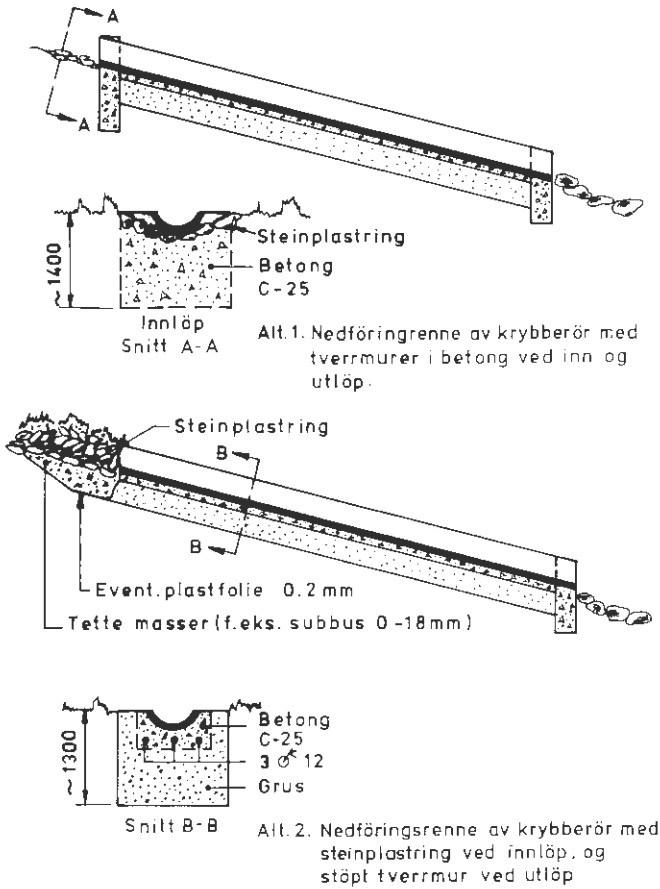
### 3. Renne frostfritt fundamentert

På steder med varierende telehiv, stor vannføring og/eller sterkt fall må rennen bygges solid og fundamenteres frostfritt. Vanligvis benyttes krybberør lagt i betong eller betong støpt på stedet – gjerne med naturstein innstøpt som hastighetsbremser. Betongen armeres for å motvirke skadelig oppsprekking, se figurene 12 og 13.



Figur 12. Nedføringsrenne av naturstein lagt i betong.

KAPITTEL 5



Figur 13. Nedføringsrenne av krybberør.

**3. AVVANNINGSSYSTEM I BYMESSIG STRØK OG UTBYGNINGSOMRÅDER**

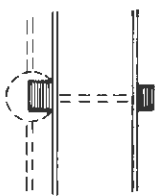
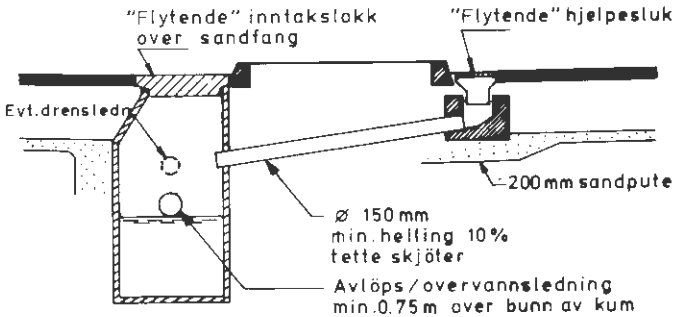
Overflatevann fra vegger og gater kan ikke slippes inn på tilstøtende arealer, men samles i et lukket drens-system. Vanlige elementer er kants-tein, sluk, sandfang, hjelpesluk, avløp fra sandfang og overvannsledning.

### a. Kantstein

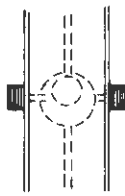
Kantstein, som del av avvanningssystemet, tjener til å samle overflatevannet ved å danne den vertikale begrensning av rennesteinen. Den brukes mest ved fortau, men også ved f.eks. forhøyede midtdele og trafikkøyer.

### b. Sluk og rister

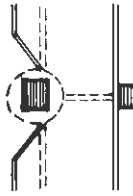
Sluket ligger normalt i rennesteinen tett inntil kantsteinen. Det består av en støpejernsramme som er tildekket av en rist. Risten kan ha forskjellig utførelse og dimensjon. Den kan være regulerbar i høyden (inntil 8 cm) eller legges «flytende» i asfalten. Overkant av rist bør ligge ca. 1,5 cm forsenket i forhold til rennesteinen. Rennesteinen bør ha et lengdefall på minst 5‰.



Plassering som ovenfor



Plassering med avløps/overvannsledning under midtdeler



Figur 14. Sandfang med hjelpesluk.

## KAPITTEL 5

Slukenes kapasitet bør angis for en forsenkning på 1,5 cm i forhold til rennesteinen. Pkt. g s. xx angir hvor tett slukene bør plasseres, eller hvor stort areal de gir avløp for. Det er vanlig å redusere de avstander som er funnet på denne måte, idet en viss reserve er ønskelig i tilfelle en eller flere rister skulle tettes til. Slukene plasseres sjelden med større avstand enn ca. 70 meter. Har rennesteinen svakt fall, ~ 5‰, bør slukavstanden reduseres til 40–50 m

Ved middelere og andre spesielle forhold kan hjelpesluk brukes. En typisk utførelse er vist på figur 14. Hjelpesluk kan også nyttes dersom f.eks. selve sandfanget ikke kan settes i ønskelig posisjon eller blir liggende feil ved mindre endringer av traséen. Hjelpesluk fundamenteres på avrettet sandpute.

### c. Sandfang

Sluk plasseres normalt over en kum med sandfang. Slamrommet er 0,75–1,0 m dypt. Over bunnringen plasseres ringer av forskjellig høyde for å gi sandfanget den ønskede dybde. Sandfanget bør være frostfritt fundamentert og helst så dypt at det ikke fryser ut is av betydning. Sandfang bør ikke ha mindre diameter enn 1,0 m.

### d. Avløp fra sandfang

Avløp fra sandfang ledes til egen overvannsledning eller til nød til spillvannsledning. Kommunenes godkjennelse må innhentes. Vanligvis brukes mufførør av betong (NS 3027) med tette skjøter. Avløpsledningens diameter bør ikke være mindre enn 150 mm. Avløpsledningen tilkoples overvannsledningen i retning med vannets strømreretning. Maksimal tilkoplingsvinkel er 45°. Ofte kombineres avløps- og overvannsledningen ved at en felles ledning legges fra sandfang til sandfang. Vannet bør vanligvis ikke passere mere enn 3–5 sandfang. Høydeforskjellen på inn- og utløp bør ikke overskride 20 mm.

### e. Overvannsledninger

I bymessige strøk er det vanlig å bygge vegen og legge ledninger for andre offentlige etater samtidig. Vann- og kloakkvesenet har normalt tre paralleltgående ledninger hvorav én er avløp for overvann. Der slik finnes er det naturlig å føre også overflatevann fra vegen inn på denne. Rørtype, dimensjonering og fundamentering er behandlet i punktene D og E s. 186 og 194.

### f. Ledningenes plassering

Ledningene bør legges slik at de kan omlegges eller repareres uten at trafikken forstyrres. Det er vanlig å legge kommunale ledninger under fortau, skulder eller grøntfelt med overvannsledningen nærmest sandfanget. Overvannsledningen og spillvannsledningen legges lavere enn vannledningen.

### g. Bergningseksempel

En 12,5 m bred gate i Oslo-området med fortau med ensidig tverrfall ligger på fylling i 15 ‰ stigning over en 500 m strekning. Det er ingen mulighet for avrenning til sidene. Det kommer ikke noe overflatevann inn fra sidene. Det nyttes sluk med kapasitet 15 l/s. Dimensjoner avstand mellom slukene og overvannsledningen lengst nede på strekningen.

Fra figur 4 s. 156 velges returperiode  $n = 2$  år for de åverste 200 m av strekningen og  $n = 5$  år for de nederste 300 m. I figur 3. s. 155 legges regnskylt av 10 min. varighet til grunn.

$$i_{m2} = 130 \text{ og } i_{m5} = 160 \text{ l/sha}$$

*Øverste 200 m-avsnitt:*

Maksimale slukavstand kalles  $l_1$ . Innsatt i avrenningsformelen (se pkt. A s. 153) finnes  $l_1$ .

$$Q = C \cdot i_{m2} \cdot A, \text{ l/s}$$

$$15 = C \cdot 130 \cdot \frac{12,5 \cdot l_1}{10\,000}$$

Avrenningsfaktoren  $C = 0,9$  se figur 1 s. 154.

$$l_1 = \frac{150\,000}{0,9 \cdot 130 \cdot 12,5} = 103 \text{ m}$$

*Nederste 300 m-avsnitt:*

Den maksimale slukavstand kalles  $l_2$

$$Q = C \cdot i_{m5} \cdot A, \text{ l/s}$$

$$15 = 0,9 \cdot 160 \cdot \frac{12,5 \cdot l_2}{10\,000}$$

$$l_2 = 83 \text{ m}$$

Som angitt under pkt. b s.169 er max slukavstand 70 m. I praksis kan derfor hele strekningen på 500 m deles i sju avsnitt på ca. 70 m lengde.

*Hele strekningen*

Avrenningen fra hele strekningen bestemmes også ved hjelp av avrenningsformelen s. 153. Ti-minutters regn legges til grunn (figur 3) og perioden,  $n$ , = 5 år (figur 4).

$$Q = C \cdot i_m \cdot A$$

$$Q = 0,9 \cdot 160 \cdot \frac{12,5 \cdot 500}{10\,000}$$

$$Q = 90 \text{ l/s}$$

Overvannsledningens og vegens lengdeprofiler er parallelle med 15‰ fall.

Figur 27 s. 187 viser at et rør med diameter 300 mm er tilstrekkelig. Ved 15‰ fall har røret en kapasitet på ca. 120 l/s og vannhastighet på ca. 1.7 m/s.

### C. Drenering av undergrunn, under- og overbygning

Overflatevann kan trenge gjennom vegdekke, skulder og grøfteskråning. I skjæringer kan grunnvann eller vann fra vannførende lag strømme inn i vegen fra sidene eller det kan stige opp fra grunnen under artesiske trykk. Grunnvann kan også trekkes opp kapillært.

Bæreevnen reduseres når vanninnholdet blir større enn det optimale for materialet. I telefarlig grunn er tilgangen på vann hovedårsaken til teleproblemene.

Ulempene med for høyt vanninnhold kan i mange tilfelle reduseres og tildels elimineres ved drenering. Drenering kan utføres åpen eller lukket. De overbygningstykkelser som angis i kapittel 4 forutsetter at overbygningen er drenert.

Består traubunnen av telefarlige jordarter må det legges et filterlag. Dette lag må bestå av sandige materialer som tilfredsstillende filterkriterier (figur 9 s. 122) eller en kombinasjon av fiberduk og drenerende materialer. Fiberduk er beskrevet i kapittel 4 s. 123.

På grunn av iskjøving, erosjon og grøftedimensjoner må vannet ikke transporteres unødig langt langs skjæringssidene, men gis avløp snarest mulig.

Det skilles mellom følgende typer drenering:

Åpen drenering  
– dyp sidegrøft

Lukket drenering  
– grunn sidegrøft med grunn drensledning  
– grunn sidegrøft med grunn drenering med grove steinmaterialer  
– grunn sidegrøft med dyp drensledning

Ved valg mellom åpen og lukket drenering må det legges vekt på følgende faktorer:

Dyp sidegrøft: Enkel utførelse		Stort masseuttak
God snølagring		Trafikksfarlig
Arealkrevende		



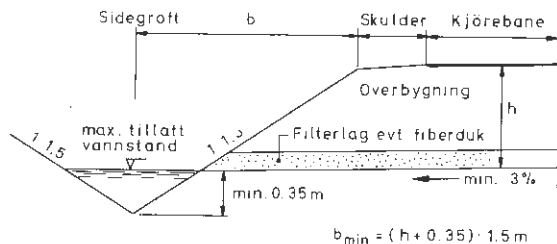
Lukket drenering: Trafikksikker  
Lite arealkrevende

Ved valg mellom dreneringsmetodene må det foruten en teknisk vurdering også foretas en økonomisk beregning av totale anleggs- og vedlikeholds-kostnader.

## 1. DRENERING I JORDSKJÆRING

### a. Åpen drenering

Dyp sidegrøft har en dobbell funksjon idet den både leder bort overflatevann og drenerer overbygningen samtidig som vintervedlikeholdet lettes. Den gir imidlertid lite effektiv drenering av telesonen under vegen og er trafikksikkerhetsmessig ugunstigere enn grunn sidegrøft. Skjæringsprofilene blir større for dyp sidegrøft enn for grunn sidegrøft, hvilket fører til høyere planeringskostnader. Figur 15 viser utforming av dyp sidegrøft.



Figur 15. Dyp sidegrøft.

Sidegrøftens bunn legges minst 0,35 m under traubunn. Ved maksimal vannføring skal vann ikke trenge inn i filterlaget. Dersom dette vil skje må enten grøftens tverrsnitt økes, kulverter plasseres tettere, eller det må legges overvannsledning.

Dersom vann fra sidegrøften kan trenge gjennom en åpen underbyg-

ning (f.eks. steinfylling) og forårsake undervasking eller skade på nedenforliggende eiendom, må det legges et tetningslag på grøfteskåningen mot underbygningen. Dette lag kan bestå av leire, subbus e.l. og legges opp til høyeste antatte vannstand i grøften.

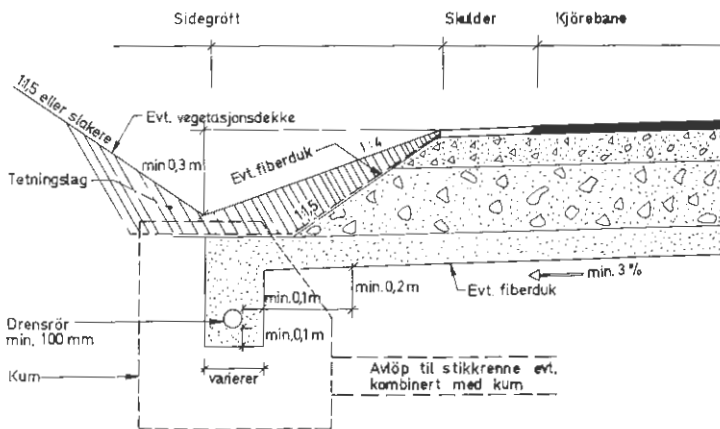
## b. Lukket drenering

Et lukket drensssystem muliggjør grunne sidegrøfter og slake skråninger. Dette reduserer grøftebredden samtidig som det er gunstig for trafikksikkerheten.

Legges drensledningen i frostfri dybde, er den effektiv overfor vannførende lag som ellers ville forårsake ujevne telehivinger i frostperioden. Den vil i enkelte tilfelle også redusere teleulemper ved at grunnvannstanden senkes.

### 1. Grunn sidegrøft med grunn drensledning

På steder hvor det ikke er aktuelt å senke grunnvannstanden kan en grunn sidegrøft med grunn drensledning gi en tilfredsstillende drenering av vegoverbyggingen, se figur 16.



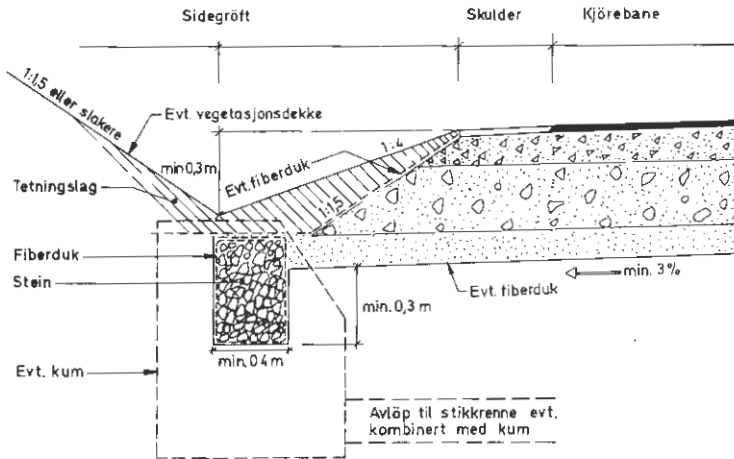
Figur 16. Grunn sidegrøft med grunn drensledning.

Da telen hovedsakelig tiner fra overkant veg, mens opptining fra underkant av frostsone er minimal, er en grunn drensgrøft effektiv når øvre del av undergrunnen tiner opp.

Bunnen av den grunne sidegrøft forutsettes å ligge min. 0,3 m under overkant veg. Bredden velges ut fra nedbør og plass til snø. I lange skjæringer gis vannet avløp til stikkrenne som bygges med eller uten kum. Avstanden mellom avløpene bør ikke overstige 80 m.

## 2. Grunn drenering med grove steinmaterialer

En utførelse med fiberduk og grove steinmaterialer ved grunn drenering er vist i figur 17.

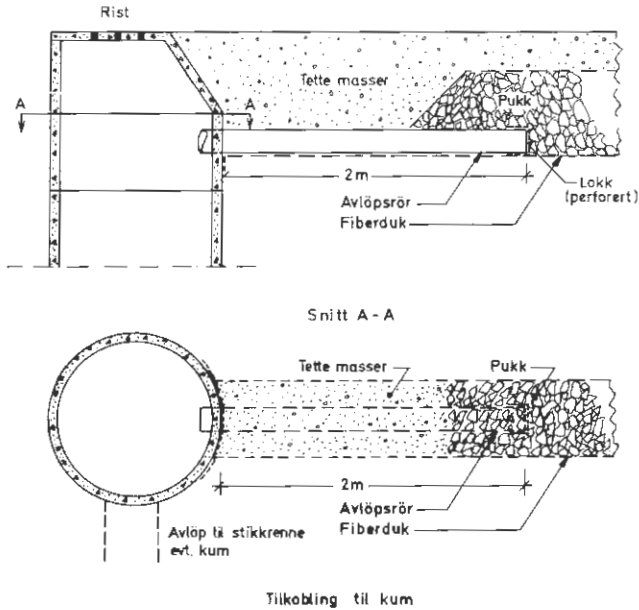


Figur 17. Grunn sidegrøft med grove drenerende materialer og fiberduk.

Da det ikke er mulig å rense steinmaterialene etter tilslamming, benyttes en fiberduk som passer både til undergrunnens og steinmaterialenes kornstørrelser. Fiberduken legges omhyggelig og med god overlappning slik at vann bare trenger inn i drensgrøften gjennom fiberduken.

Til fylling av drensrøften kan brukes pukk og/eller singel i kornstørrelse ca 20–80 mm, maskinkult ca 22–120 mm eller naturlig forekommende materialer med samme sortering. Materialene må ikke inneholde kornstørrelser under ca. 8 mm. Ifyllingen av grøften skal skje slik at steinene ikke perforerer fiberduken.

Tilknytning til kum er vist i figur 18.

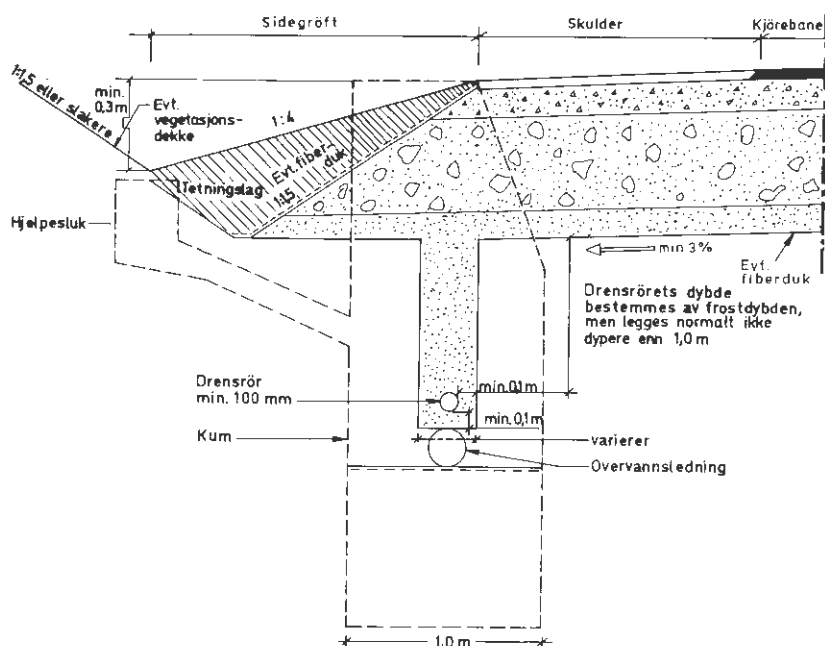


Figur 18. Tilknytning til kum.

I bunn grøft over fiberduken legges et ca. 2 m langt tett rør med diameter  $\geq 100$  mm. Den ene ende føres inn i kummen, mens åpningen i den andre ende påsettes et perforert lokk. Grøften fylles opp med de grove steinmaterialer til ca. 1 m fra kum, og fiberduken brettes over steinlaget. Mellom kum og steinmaterialene legges tette masser (subbus e.l.). Oppfylling til foreskrevet grøfteprofil skjer med tette masser.

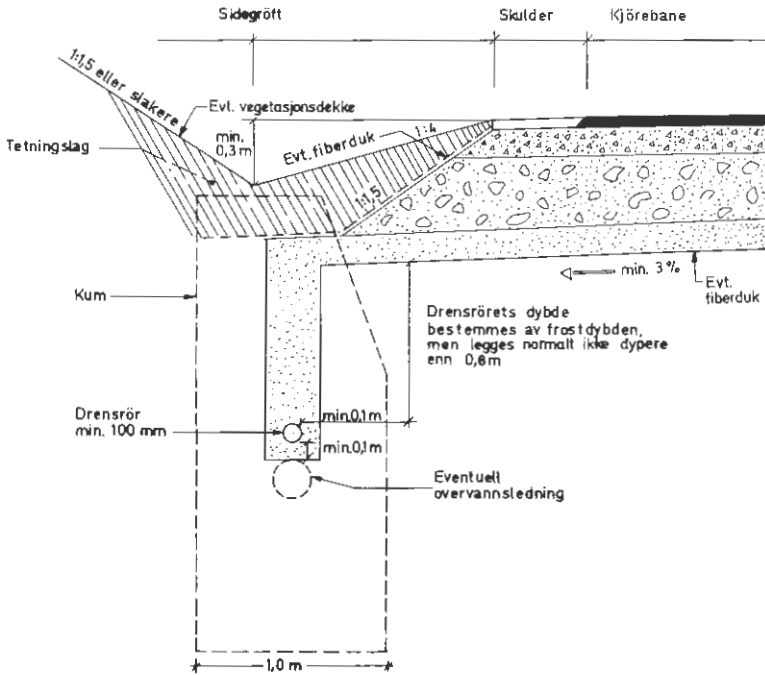
## 3. Grunn sidegrøft med dyp drensledning

For vegklassene Ia – IIc plasseres drensgrøften i jordskjæring vanligvis som vist på figur 19 like utenfor skulderen. Kummene plasseres som vist på figuren, med hjelpesluk i sidegrøft for overvann. For å unngå at overvannet trekker med finstoff inn i drensgrøften og tetter filtermaterialet, må overvannsgrøftens side mot overbygningen tettes med leirholdige materialer, subbus e.l. som eventuelt legges på fiberduk mot åpne overbygningsmaterialer.



Figur 19. Vanlig plassering av drensledning og kum for vegklasse Ia-IIc.

For vegklassene II-d- III hvor skuldrene er smale, bør drensledningen plasseres som vit på figur 20. Kummene plasseres i sidegrøften. Vegklasse Ia skal ha drensledning og overvannsgrøft i midtdeler også på fylling.



Figur 20. Vanlig plassering av drensledning og kum for vegklassene IIa-III.

## 2. DRENERING I FJELLSKJÆRING

I fjellskjæring vurderes spesielt om det skal nyttes grunn- eller dyp-sprengning, se kapittel 3 s. 92.

Drensgrøft legges inn i lange skjæringer. I korte skjæringer, i oppsprukket fjell eller der det er lite vann i grunnen kan drensgrøft sløyfes.

Sterkt vanntilsig i grunnen kan imidlertid gjøre det nødvendig med drensgrøft også i korte skjæringer.

Figur 21 viser dreneringsvarianter ved grunn- og dypsprengning.

Ved sideskjæring brukes samme prinsipp med drenering mot fjellsiden.

	Grunnspregning	Dypspregning	Merknad
Kort skjæring $< 100$ m			<p>Det løssprengte fjellet sørger for drenasjen. Overvannsgrøften tettes med subbus eller leirholdige materialer evt. lagt på fiberduk.</p>
Lang skjæring $> 100$ m			<p>Overvannet må vanligvis tas inn i overvannsledning og drenasjledning bør legges samtidig mellom sandfang/kummer.</p> <p>For vegklassene Ia–IIc legges drens- og overvannsledningene under grøfteskråning. Overvannsgrøften tettes med subbus eller leirholdige materialer evt. lagt på fiberduk.</p>

Figur 21. Dreneringsvarianter i fjellskjæring.

### 3. UTFORMING AV DRENSLEDNING

#### a. Dimensjonering

Da det ikke er mulig å få nøyaktige data for nedbør, grunnvannstand og permeabilitet, vil beregningen av den vannmengde drensledningen skal lede bort vanskelig la seg utføre. Erfaring viser at drensør med indre diameter på 100–150 mm er tilstrekkelig i de fleste tilfeller. Mindre diameter enn 100 mm for betongrør og 88 mm for plastrør skal ikke benyttes. Der det er mye vann i grunnen, bør det nyttes rør med diameter minst 150 mm.

## b. Grøftetverrsnitt og lengdeprofil

Minste bunnbredde skal være lik rørets utvendige diameter pluss 200 mm.

Ved sprengte grøfter skal det ikke stikke fjell innenfor teoretisk profil.

Grøften skal ha jevnt fall. Mindre ujevnheter kan rettes opp med filtermateriale. Avvik fra teoretisk profil for den ferdige drensledning skal ikke overstige  $\pm 50$  mm. Fallet må være jevnt for å hindre sedimentasjon, og minste tillatte fall er 5‰.

Fra traubunn og ned til overkant drensledning skal det minst være 200 mm.

Dersom grøftarbeidene ikke er planlagt etter forutgående geotekniske undersøkelser og vurderinger følges «Graving og avstivning av grøfter» (5).

## c. Drensrørtyper

Drensrør slipper vann inn gjennom hull/spalter i rørveggen eller gjennom skjøtene.

Rørene må tåle påkjenningene fra frost, trafikk og omkringliggende masser. Aktuelle typer av drensrør er vist i figur 22.

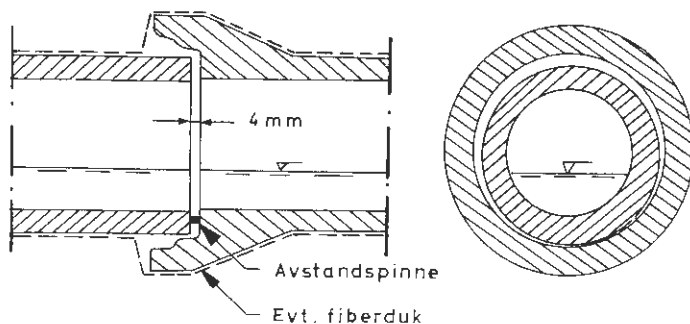
Rørmateriale	Lengde, m	Diameter, mm	
		Min	Max
Betong	1	100	600
Plast, PVC/PEH	5-250	48	350
Stål, spiral-korrugert	6	150	250

Figur 22. Oversikt over ulike typer rør for drenering.



## KAPITTEL 5

Bend og forgreiningsrør av mange typer leveres til de fleste rør. Betongrør etter NS 3027 som legges uten gummiringspakninger drenerer gjennom rørskjøten. En 4 mm avstandspinne kan benyttes for å sikre avstanden mellom rørene og muffebunn, som vist i figur 23.













Figur 23. G-rør med avstandspinne.

Surt vann ( $\text{pH} \leq 5$ ) tærer på vanlig betong. Under sure forhold må det benyttes betongrør framstilt av sulfatresistent betong eller plastrør.

Plastdrensrør framstilles av PEH (Polyetylen, hård) eller PVC (polyvinylchlorid). PVC har stor styrke, men blir sprøtt i kulde. PEH er slagfast og er «seigt» under vanlige temperaturforhold.

Figur 24 viser hvilke drensrørtyper som forhandles i Norge.

Form	Tverrsnitt	Lengdesnitt	Material	Diam., mm	Lengde, m	Muffer	Merknad
Korrugert			PEH/PVC	48–113	(kveil) 25–250	Løse	Spalteåpningene i forsøkningsene
Glatt, rund			PEH	48–235	6	Ofte faste	
Glatt, tunnelform			PVC	80–350	5	Faste	
Glatt med kammer			PEH	105	6	Løse	Tåler store påkjenninger
Korrugert overdel. Glatt såle. Tunnelform			PVC	65–150	5	Løse	

Figur 24. Oversikt over drenerør i plast.

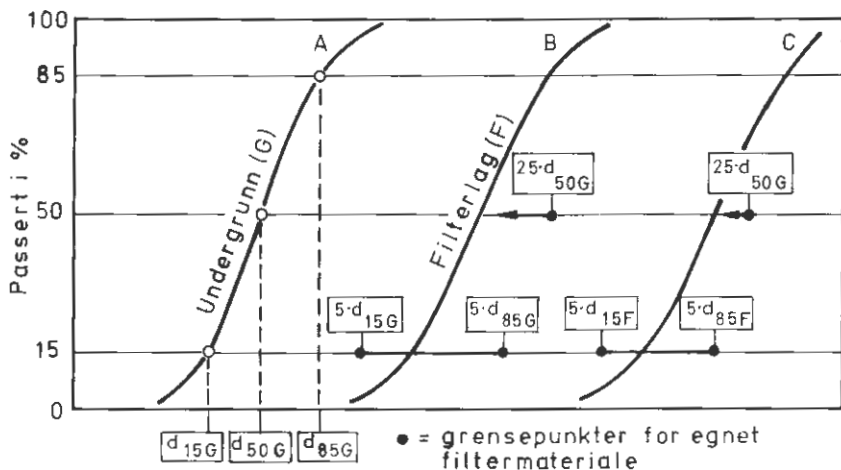
Plastdrenerør kan ha dreneråpninger i hele omkretsen eller i en eller flere mindre sektorer, og rørene legges da med uperforert del ned.

Plastrør er mekanisk svake og det pakkes godt rundt for at røret ikke skal få skadelig deformasjon. Rør i rette lengder anbefales da rør i kveiler kan være vanskelige å legge med jevnt fall.

Stålrør til drenering er vanligvis varmforzinkede korrugerte rør som skjøtes med koplingsbånd. Korrugerte stålrør er mekanisk sterke, men er utsatt for korrosjon. Minste levetid antas å være 30 år i surt miljø, ellers 50 år. Levetiden forlenges ved å øke godstykkelsen eller påføre et belegg av f.eks. bitumen.

#### d. Filtermateriale

Materialet som skal omgi rørene må tilfredsstillende filterkriteriene mot dreneråpningene og mot jorden omkring for at drenergrøften skal virke effektivt. For å hindre filtermaterialet fra å trenge inn i røret, kreves det at  $d_{85}$  skal være lik eller større enn hulldiameteren for sirkulære dreneråpninger. For spalteformete åpninger bør  $d_{85}$  være minst 1,25 x spaltebredden. Filtermaterialet skal ikke være telefarlig. Filterkriteriene er angitt på figur 25.



Figur 25. Kriterier for dobbelt filter for drengsgrøfter.

Det må ofte settes snevre grenser for filtermaterialets korngradering, og det kreves kontroll med at filterkravene oppfylles. Det kan derfor være en fordel, og ofte også nødvendig, å bruke dobbelt filter.

Et dobbelt filter bygges opp av et lag av grovkornige materialer som tilfredsstillter filterkriteriene mot drengsåpningene. Det andre laget består av finkornige materialer som tilfredsstillter filterkriteriene mot det indre filtermateriale og mot materialet i grunnen. Vanligvis vil et indre filter av pukk eller singel 4–12 mm eller 4–16 mm med et ytre filter av middels sand være tilfredsstillende. Figur 25 viser kriteriene for dobbelt filter.

Figuren antyder områder for  $d_{15}$ -størrelsen for de mest vanlige filtermaterialene. Figur 26 viser hva slags grunn de enkelte materialtyper passer mot.

Grus som tilfredsstillter filterkriteriene bør brukes der denne kan skaffes. Finnes ikke brukbare grusmasser i nærheten kan fiberduk benyttes rundt drengsrørene. Valg av fiberduktype og utførelse må vurderes i hvert enkelt tilfelle. Bruk av halm, steinull og glassvatt frarådes.

\* Valg av fiberduktype og utførelse må vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Materiale i grunnen	Normalt passende som filtermateriale: 15 %-størrelse, mm
Leire Siltig leire Leirig silt	0,6
Leirig silt Silt	0,1–0,2
Silt Sandig silt	0,2–0,6
Sandig silt Siltig sand	0,6–1,0

Figur 26. Valg av filtermateriale ved forskjellige typer grunn.

### e. Utførelse

Som fundament for drenerørene legges først et 10 cm lag av filtermateriale. Rørene legges så innenfor de toleranser som angis i pkt. E s. 194. Ifylling og komprimering av filtermaterialet skal utføres slik at rørene ikke blir skadet eller kommer ut av stilling. Transport må ikke foregå over drenergrøftene før rørene har tilstrekkelig overdekning. Overdekningen bør for en grøftebredde på ca. 40 cm, være min. 50 cm på betongrør og min. 70 cm på plastrør.

Ved dobbeltfilter er det viktig at det groveste filtermateriale ligger rundt rørskjøtene og ikke kommer i kontakt med grøfteveggen.

Fiberduk kan erstatte det grove filtermateriale. Duken rulles ut i grøften, rørene legges og duken brettes rundt rørene. Fiberduken må være så bred at man får en overlapp på ca. 100 mm. Rundt rørene fylles sand som tilfredsstillende filterkriteriene mot materialene i grunnen.

## D. Hydraulisk dimensjonering av kulverter og overvannsledninger

### 1. VANNFØRING OG HASTIGHET I BETONGRØR, FIGUR 27

Figur 27 gir overslag over vannføring og hastighet i helt fylte sirkulære betongrør. I de fleste tilfeller muliggjør figur 27 en nøyaktig nok dimensjonering.

### 2. VANNFØRING OG HASTIGHET, HYDRAULISK DIMENSJONERING

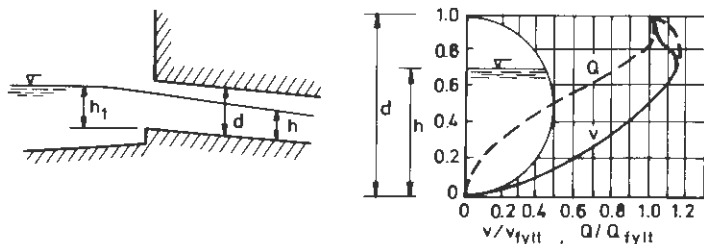
En kulvert skal normalt dimensjoneres slik at røret ikke fylles med vann. Den største usikkerheten ved dimensjoneringen er å beregne vannføringen. Betydelige avvik fra beregnet kapasitet kan også forekomme på grunn av ugunstige tilstrømningsforhold, unøyaktig utførelse eller ved at stein, røtter o.l. blir liggende i eller ved kulverten.

#### a. Teoretisk grunnlag for hydraulisk dimensjonering

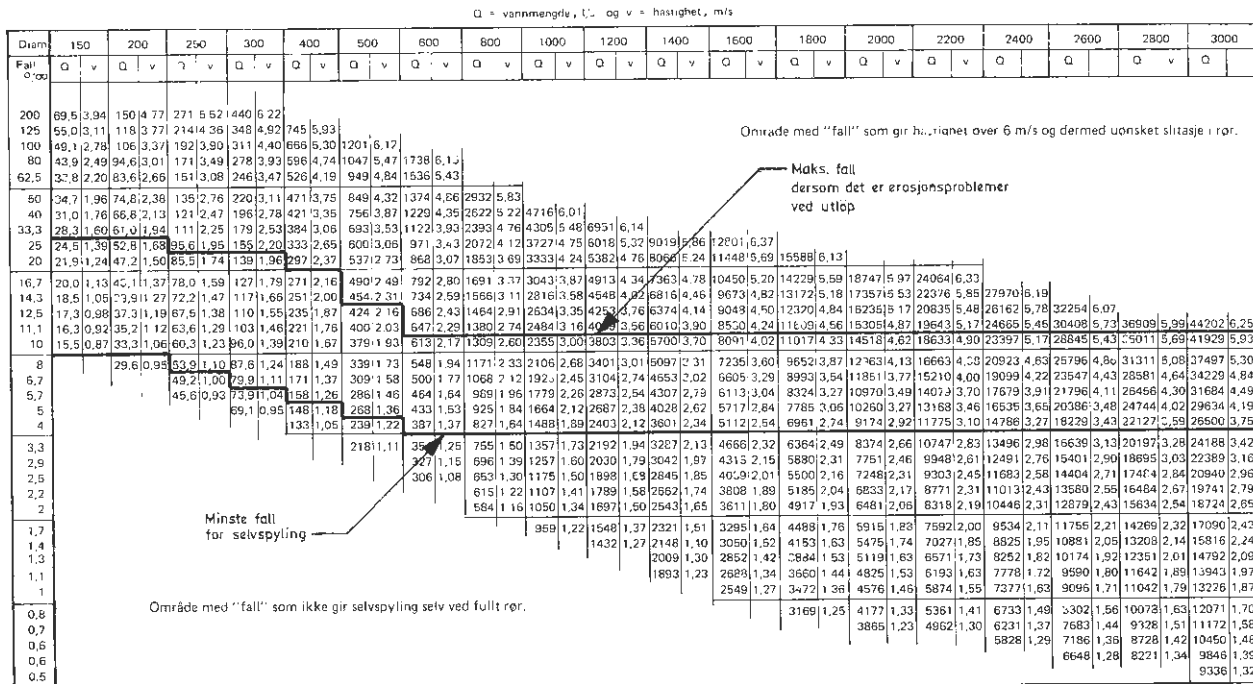
Figur 28 viser strømningssituasjonen for delvis fylte rør. For å unngå for høy vannstand utenfor innløp, settes dimensjonerende vanddybde (4, 5, 6).

$$h_1 = 0,7 \text{ til } 0,9 \cdot \text{rørdiameter}$$

Ved ekstrem vannføring, er det da en viss reservekapasitet.



Figur 28. Vannføring og vannhastighet for delvis fylte rør i forhold til fylte rør.



I overenstemmelse med "Richtlinien für die hydraulische Berechnung von Abwasserkanälen, ATV (Abwassertechnische Vereinigung)/Kik. (Kuratorium für Kulturbauwesen) er beregningene utført med en bruks-ruhetskoeffisient  $k_b = 1,5$  mm og etter Prandtl-Colebrooks formel (Oslo vann- og kloakkvesen.)  $k_b$  ligger idag vanligvis nærmere 1.0. mm hvilket vil gi noe høyere vannmengder.

Figur 27. Vannføringer og hastigheter i helt fylte sirkulære betongrør.

I tillegg til vanndybden,  $h_1$ , kan strømnings situasjonen i selve kulverten være bestemmende for kapasiteten, avhengig av om vannhastigheten er overkritisk (strykende) eller underkritisk (strømmende).

Når vannhastigheten er stor (overkritisk), blir det ingen oppstuvning fra kulverten som virker inn på vannstanden,  $h_1$ , utenfor innløpet. Dette forhold betegnes som innløpskontroll.

Når vannhastigheten er liten (underkritisk), på grunn av mindre fall, vil vanndybden i kulverten forårsake oppstuvning ved innløpet. I dette tilfelle tas hensyn til friksjonsforholdene i kulverten. Dette forhold betegnes som utløpskontroll.

Det er nødvendig å klarlegge om kulverten må beregnes for overkritisk eller underkritisk vannhastighet. Formelen for å bestemme kulvertstørrelsen blir:

– for overkritisk vannhastighet

$$h_1 = h + h_v + h_i$$

– for underkritisk vannhastighet

$$h_2 = h_v + h_i + h_f$$

der  $h_1$  = vanndybde utenfor innløpet, m

$h_2$  = forskjell i vannstand ved inn- og utløp, m

$h$  = vannstand i kulvert, m

$h_v$  = hastighetsenergi =  $v^2/2g$ , m

$h_1$  = innløpstap =  $k_i \cdot v^2/2g$ , m

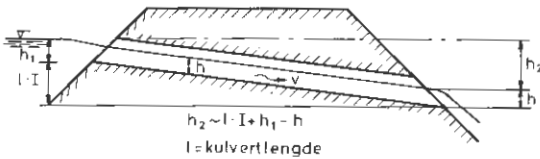
$k_i$  = innløps(taps)koeffisient, –

$$h_f = \text{friksjonstap} = \frac{Lv^2}{M^2(d/4)^{4/3}}$$

$v$  = vannhastighet, m/s

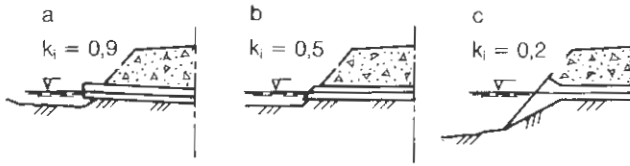
$g$  = tyngdens aksellerasjon, m/s<sup>2</sup>

- $M$  = Manningstall,  $m^{1/3}/s$   
 $d$  = kulvertdiameter, m  
 $l$  = kulvertlengde  
 $I$  = fall på kuvert -



Figur 29. Prinsippkisse for dimensjonering av kuvert.

For fylte rør har innløpsutformingen (innløpstapet) en relativ stor innflytelse på vannføringen, men ved delvis fylte rør har innløpsutformingen mindre betydning. Figur 30 viser 3 vanlige utforminger av innløpet, innløpsutformingen a er ugunstigst.



Figur 30. Vanlig utforming av kulvertinnløp. ( $i$  = index)

Dimensjoneringen av kulverten er skjematisk vist nedenfor.

Ved:	Likning	Se figur
overkritisk hastighet (innløpskontroll)	$h_1 = h + \frac{v^2}{2g} + k_i \frac{v^2}{2g}$	32
underkritisk hastighet (utløpskontroll)	$h_2 = \frac{v^2}{2g} + k_i \frac{v^2}{2g} + \frac{lv^2}{M^2(d/4)^{4/3}}$	33



## KAPITTEL 5

I figur 31 s. 191 bestemmes om vannhastigheten er overkritisk eller underkritisk.

Figur 32 s. 192 er satt opp for betongrør med manningstall  $M = 80$ . For andre kulverttyper korrigeres kulvertlengden  $l$  etter likningen

$$l = l_{80} \left( \frac{80}{M} \right)^2$$

rørtype	M
korrugerte	40
betong	80
plast	100

### b. Framgangsmåte ved dimensjonering

Dimensjoneringen av kulverten baseres på

- dimensjonerende vannføring,  $Q$
- dimensjonerende trykkehøyde  $h_1$  eller  $h_2$   
 $h_1 \sim 0,7 d$  til  $0,9 h$ ,  $h_2$  se figur 29 s. 189.
- utforming av innløpet, innløpstep  $k_i = 0,2, 0,5$  eller  $0,9$  se figur 30 s. 189
- kulverttype: korrigert, betong eller plast  $M = 40, 80, 100$

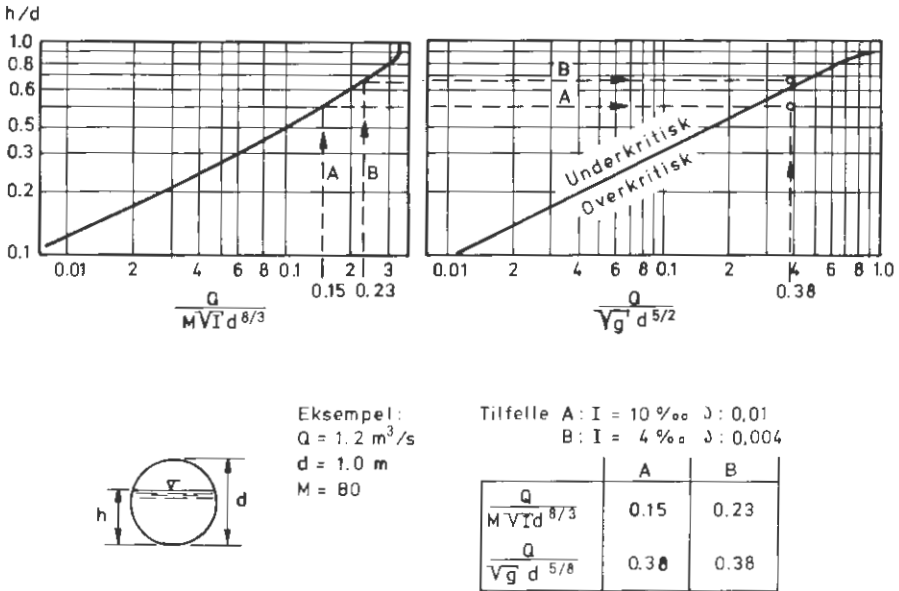
For de fleste kulverter er innløpet bestemmende (overkritisk hastighet) og framgangsmåten blir da:

#### 1. Overkritisk hastighet

- Kulvertdiameter,  $d$ , bestemmes etter figur 32 s. 192
- Forutsetningene for antatt overkritisk vannhastighet kontrolleres etter figur 31 s. 191 ved at følgende uttrykk beregnes

$$\frac{Q}{M\sqrt{I}d^{8/3}} \quad \text{og} \quad \frac{Q}{\sqrt{g}d^{5/2}}$$

der  $I =$  fall på kulverten



Figur 31. Bestemmelse av overkritisk og underkritisk vannhastighet.

Verdiene for de 2 uttrykkene avsettes i figur 31 som vist ved eksempel. Dersom krysningspunktet i diagrammet til høyre faller under kurven, er det overkritisk vannhastighet og forutsetningene er tilfredsstillt. I motsatt fall er det underkritisk hastighet og figur 33 s. 193 må benyttes for å bestemme kulvertstørrelsen.

## 2. Underkritisk hastighet

- $h_1$  velges som tidligere
- man velger ett trinn større kulvertdiameter enn under pkt. 1 foran og beregner uttrykket

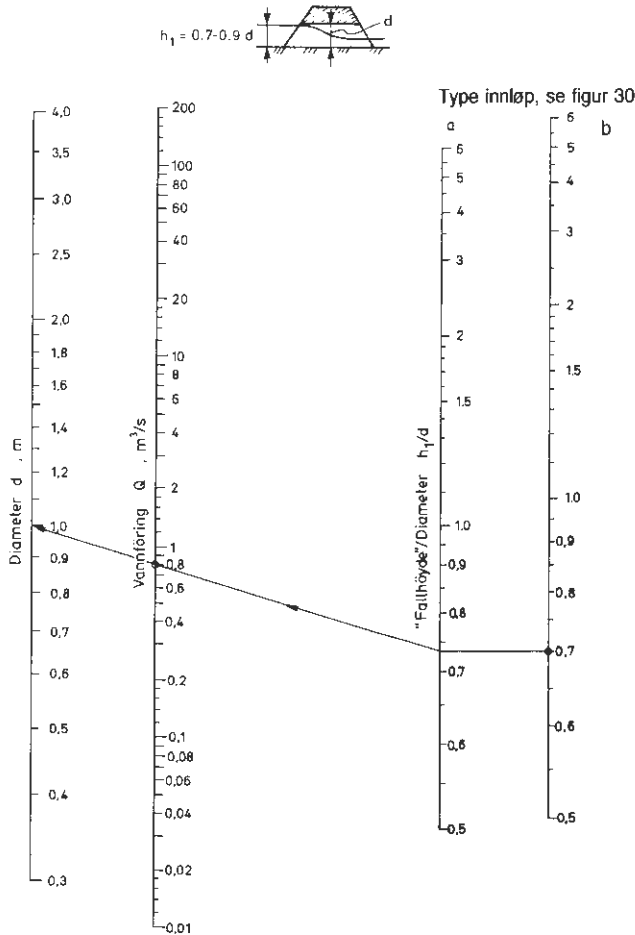
$$\frac{Q}{M\sqrt{I}d^{8/3}}$$

KAPITTEL 5

- fyllingsgraden  $h/d$  bestemmes av diagrammet til venstre i figur 31 s. 191 og  $h$  samt  $h_2$  beregnes ( $h_2$  se figur 29 s. 189).

$$h_2 \sim l \cdot I + h_1 - h, \text{ m}$$

- kontroll av den antatte kulvertstørrelse gjøres ved hjelp av figur 33 s. 193.



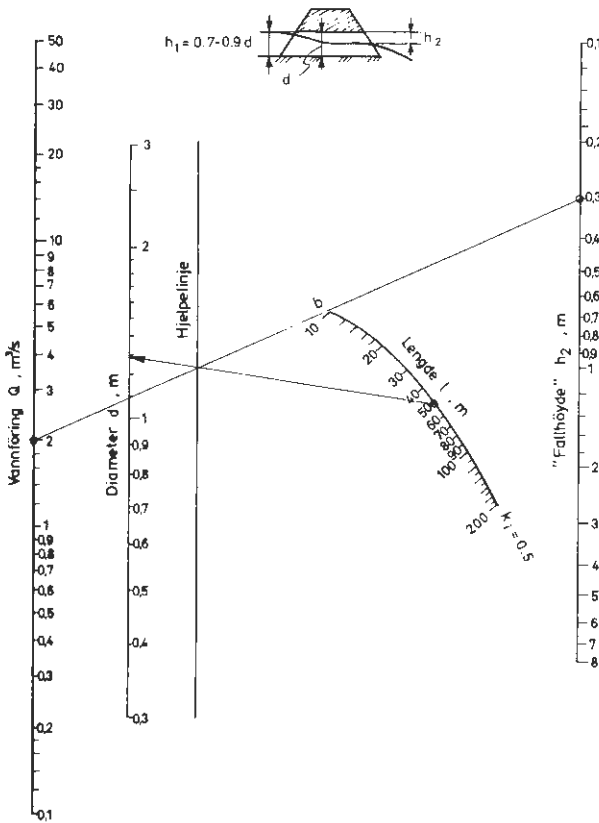
Figur 32. Nomogram for dimensjonering av kulverter med overkritisk hastighet.

Dimensjoneringsgrunnlaget er satt opp for sirkulære rør. Med god tilnær-  
melse kan man anvende samme dimensjoneringsgrunnlag også for kva-  
dratiske tverrsnitt ved å anta

$$\text{«side»} = 0,9 \cdot d$$

Rektangulære tverrsnitt med samme tverrsnittsareal kan benyttes så  
lenge forholdet mellom lengste og korteste side ikke overskrider ca. 1.5.

Dersom dykket innløp er uungåelig kan figur 32 s. 192 fortsatt benyttes  
til å dimensjonere kulverten. Ved helt eller delvis dykket utløp benyttes  
figur 33.



Figur 33. Nomogram for dimensjonering av kulverter med underkritisk hastighet.

### c. Krav til fall på kulverter

Anbefalt minste fall for betongrør for å sikre selvrensing (spyling) av sand og grus avtar med kulvertstørrelsen, som angitt i figur 34. Anbefalte minste fall er satt noe høyere enn tilsvarende krav for avløpssystemer.

Plastrør antas å ha større selvrensende evne.

Figur 34 angir verdier for maksimum fall for de tilfellene hvor erosjon ved utløpet antas å være et problem fordi vannhastigheten blir for stor.

Diameter, mm	200	300	450	≥ 600
Krav til minste fall, I, ‰	10	7	5	4
Anbefalt største fall dersom erosjonsproblemer ved utløpet, I, ‰	30	20	15	10

Figur 34. Anbefalte verdier for minimum og maksimum fall for kulverter.

## E. Konstruksjon og utførelse av kulverter

### 1. VALG AV KULVERTTRASÉ OG TYPE

#### a. Valg av kulverttrasé

Om mulig bør en kulvert fundamenteres på fast grunn, selv om dette skulle medføre noe lengre grøfter ved inn- og utløp.

På bløt grunn er det nødvendig med geotekniske undersøkelser. I slike tilfeller bør ikke kulverttraséen krysse bekke- eller grøftefar fordi dette kan føre til ujevne setninger. Det må påses at tilløps- og avløpsgrøfter ikke truer vegkroppens stabilitet.

Legges vegen over dalsøkk (gjel) i fjellterreng, er det ofte økonomisk å føre vannet inn i tunnel i den ene fjellsiden eller sprengte nytt løp istedenfor å bygge en lang kulvert.

#### b. Valg av kulverttype

Kulverttype velges ut fra hensyn til funksjonstid, pris, grunnforhold, transport, ønsker om senere forlengning eller ombygging, vannets og

fyllmaterialets aggressivitet og erosjon. Flere mindre paralleltliggende rør må vurderes mot ett stort enkeltverrsnitt, bl.a. av hensyn til overdekning og tilgjengelige rør.

Kulverter kan støpes i betong på stedet, mures opp av stein, eller bestå av prefabrikerte rør eller elementer. Figur 35 gir en oversikt over aktuelle prefabrikerte elementer.

Materiale	Type	Diam., m	Lengde, m	Merknad
Plast	PEH-rør	≤ 1	6	d ≤ 0,63 m leveres med fast muffe
	PVC-rør	≤ 0,63		
	GUP-rør	≤ 2		
Betong	mufferør	0,1–0,6	1	NS 3027
	falsrør	0,6–2	2/1,5/1,25	NS 3028
	element-kulvert 1	spenn 3	1	2,25–3 m høyde
	element-kulvert 2	spenn 3–5	1	2,5/3/4 m høyde
	element-kulvert 3	spenn 1–2,5	1	1/1,5 m høyde
Stål	«Multi-plate»	0,15–2,5	(3,4,5)6	Runde. Sammensatte eller spiralkorr.
		0,8–12	0,67/0,61	Settes sammen på stedet. Sirkulære, flatbunnete eller ellipseformete

Figur 35. Oversikt over prefabrikerte kulvertelementer.

Plasstøpte betongkulverter er behandlet i «Bruhåndboka» kap. 16 (7).

Plastrør korruderer ikke og har stor motstand mot slitasje. De er lette, svekkes ikke av mindre deformasjoner og kan oppta stor belastning i forhold til vekten. Rør av GUP (glassfiberarmert polyester) og helstøpte PEH (polyetylen, hård) ribberør tåler vesentlig større belastning i forhold til vekten enn standard plastrør. Rør av PVC (polyvinylchlorid) blir sprø i kulda.

GUP-rør må før nedlegging kontrolleres for sprekker og sår som kan føre til frostskafer på røret.

## KAPITTEL 5

Betongrør og elementer er tunge og forutsetter bruk av maskiner til legging. Når betong utsettes for surt vann må det brukes sulfatresistent sement. Kort byggelengde for betongprodukter er i visse fall en ulempe, i andre fall en fordel da muffene/falsene tillater små vinkelendringer.

Elementkulvertene produseres etter spesifikasjoner i Bruhåndboka og er ikke lagervare.

Stålrør leveres med sirkulært, flatbunnet eller ellipseformet tverrsnitt i korrugert utførelse. Spiralfalsede rør lages i et stykke og kappes til standard lengder. Store rør er satt sammen av korrugerte plater i fabrikk eller på stedet. Stålrør er varmforzinket for å forsinke korrosjon som er særlig sterk i surt miljø. Ekstra beskyttelse med bitumen eller epoxy, vil forlenge levetiden. Ved stor slitasje bør innvendig betongsåle benyttes. Under høye fyllinger bør bruk av stålrør vurderes, spesielt med tanke på levealder. Korrugerte stålrørs store mekaniske styrke tillater uvøren behandling, små og store leggedyp, og egner seg derfor også til gjenbruk. Et typisk bruksområde er derfor i omkjøringsveger/midlertidige veier. Korrugerte stålrør er omtalt i «Bruhåndboka», kap. 17(7).

Rørskjøter skal generelt være tette. Rørender uten muffe må også forbindes for å hindre innbyrdes forskyvning under omfylling.

Tykkere gods enn standard gjør at rørene kan legges på større dybde eller på dårligere grunn. Produsentene har dimensjonert fyllingshøyden for sine rør.

Rørkostnadene for de ulike typer rør skiller seg lite for rør under 0,5 m diameter. For større dimensjoner er korrugerte stålrør billigere.

## 2. KULVERTENS FALL

Anbefalte verdier for kulvertens fall, se figur 34 s. 194. I sterkt sidehellende terreng kan det være en løsning å bygge en fallkum ved kulvertens innløp. Kulverten kan da legges med et fall som gir vannet en ønsket hastighet. Bunnan i fallkummer må utføres av natursten eller betong av god kvalitet. Når vegen ligger på fylling over trange dalsøkk i bratt fjellterreng, kan det være praktisk å legge kulverten med lite fall, noe opp i fyllingen og trukket inn mot dalsiden. Ved en slik løsning må imidlertid faren for undergraving av fyllingen og nødvendigheten av nedføringsrenne nøye vurderes.

### 3. FUNDAMENTERING OG OMFYLLING

Fundamenteringen (komprimering, såle, omstøp) er i hovedsak avhengig av underlagets bæreevne og rørens bruddstyrke.

Dersom grøftebunnen består av telefarlige materialer og kulverten forventes å bli tørr eller bunnfryse om vinteren, må det masseutskiftes med velgradert grus under hele kulverten, eller frostsikres på annen måte, se pkt. a s. 51. Dersom frontmur og/eller vingemur bygges, foretas liknende tiltak under disse.

Kulvertgrøften graves så bred at det blir minst 0,75 m fritt rom mellom kulverten og grøfteveggen (og mellom de enkelte rør/løp om flere legges ved siden av hverandre). Dette er nødvendig for å muliggjøre en omhyggelig komprimering av gjenfyllingsmaterialet. For rør med diameter mindre enn 1,0 m reduseres nevnte avstand til 0,5 m.

#### a. Fundamentering på fast grunn

Som fast grunn regnes fjell, stein, grus, sand og tørrskorpeleire. Normalt kan kulverten legges direkte på grøftebunnen. Hvis grøften går gjennom fjell, eller hvis grøftebunnen inneholder oppstikkende stein, legges kulverten på en gruspute av ca. 200 mm tykkelse som komprimeres omhyggelig (95% Standard Proctor). Stein kan stikke opp maksimalt 50 mm i grusputen. Den samme løsning nyttes også hvis grøftebunnen består av en jordart som er så finkornet at den kan ventes å bli oppbløtt ved overskudd av vann. I materialet graves ut et spor etter rørets, eventuelt også for muffenes form. Røret må ligge an i hele sin lengde på minst  $\frac{1}{4}$  av omkretsen. Materialet under kulverten skal komprimeres godt. Ved siden av røret legges ut velgradert sand, grus eller subbus i ett lag som komprimeres parallelt på begge sider av røret, eventuelt under vanntilsetning. Videre opptil 300 mm over røret legges materialet ut i ett lag som komprimeres. Kulverter som ligger på steinfylling må ha et underlag av materialer, f.eks. pukk eller magerbetong, som ikke kan drysse eller vaskes ned i steinfyllingen.



**b. Fundamentering på bløt grunn**

Dersom grunnen er bløt (torv, bløt leire e.l.), bør normalt disse massene skiftes ut til fastere lag og erstattes med et egnet materiale. Utspleising foretas av den utskiftede grop for å motvirke ujevne setninger. Dersom de bløte lag er så mektige at de ikke kan skiftes ut, finnes fundamenteringsløsningen for store kulverter i samråd med geoteknisk sakkynndige. Det kan da være nødvendig med tiltak som peling under fyllingen, bruk av lette masser, eller utlegging, eventuelt også forbelastning, av fyllinger før kulverten bygges.

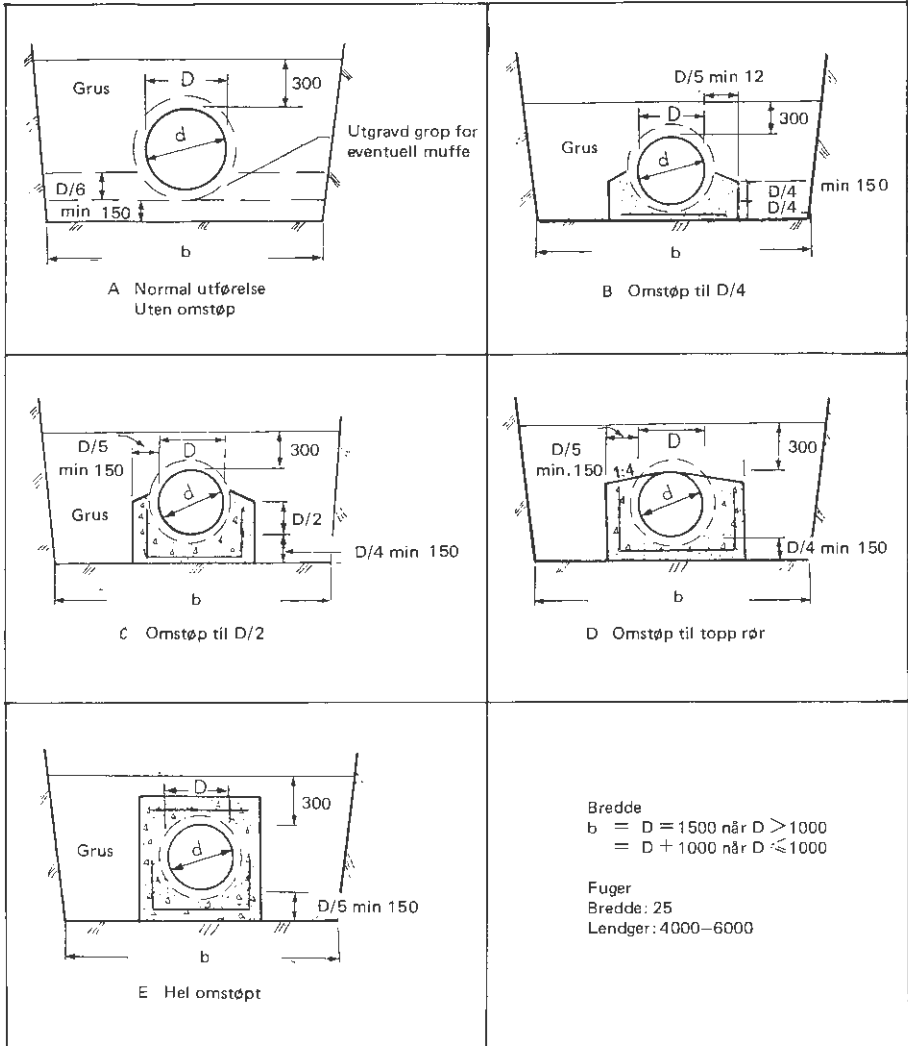
På middels bløt grunn fundamenteres kulverten på en 0,5 m tykk gruspute av ikke telefarlig, bæredyktig materiale. Grusputen gis en bredde som er minst 1,0 m bredere enn rørets største tverrmål, se figur 36.

I stedet for 0,5 m grus kan nyttes flåte av tømmer eller minst 3" plank. Flåten overdekkes av minst 200 mm grus som komprimeres godt. Ved ujevne grunnforhold langs kulverten kan det også være aktuelt å støpe en armert betongstripe for å skape et jevnt underlag.

**c. Omstøping av betongrør under høye fyllinger**

De aktuelle utførelser A-E ved bruk av standard rør etter 3027 og 3028 er vist i figur 36. Nødvendig armering i omstøpen er angitt på figuren.

*Figur 36. Omstøp av betongrør (mål i cm). →*



Type	Betongkvalitet	Armering				
		Diam. mm	Tverrgående	Tverrgående over	Bøyler	Langsgående
A	C 25	—	—	—	—	—
B	»	k 12	c/c 200	—	—	c/c 200
C og D	»	»	c/c 400	—	c/c 400	»
E	»	»	»	c/c 400	»	»

KAPITTEL 5

Figur 37 og 38 viser nødvendig omstøping for gitt fyllingshøyde og standard rør.

Innv. diam. mm	Bygglengde m	Tverrsnittstype ved fyllingshøyde, m																							
		0,5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24						
100	1,0	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	C	C	D	D	D	D						
125	1,0	A	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	C	C	C	D	D	D	D						
150	1,0	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	D	E						
200	1,0	B	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	E	E	E	E	E						
200	1,25	C	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	E	E	-	-	-	-						
250	1,0	B	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	E	E	E	E	-						
250	1,25	C	A	A	A	A	A	C	C	C	D	D	D	E	E	E	-	-	-						
300	1,0	B	A	A	A	A	A	B	C	C	C	D	D	E	E	E	E	-	-						
300	2,0	C	A	A	B	B	C	D	D	D	D	D	D	E	E	E	-	-	-						
400	1,0	B	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	E	E	E	E	-	-						
400	2,0	C	A	A	A	C	C	D	D	D	D	D	D	E	E	E	-	-	-						
500	1,0	B	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	E	E	E	E	-	-						
500	2,0	C	A	A	A	B	C	C	D	D	D	D	D	E	E	-	-	-	-						
600	1,0	B	A	A	A	A	B	B	C	D	D	D	D	E	E	E	-	-	-						
600	2,0	C	A	A	A	B	C	C	D	D	D	D	D	E	E	-	-	-	-						

A – normal utførelse      B – omstøp til D/4      C – omstøp til D/2  
 D – omstøp til topp rør      E – hel omstøp

Figur 37. Uarmerte betongrør NS 3027. Valg av utførelse avhengig av fyllingshøyde. (Typebetegnelse A–E, se figur 36 s. 199).

Figur 38. Armerte betongrør NS 3028. Valg av utførelse av kulvert avhengig av fyllingshøyde. (Type betegnelse A–E se figur 36 s. 199). →

Innv. diam. mm	Rør nr	Tverrsnittstype ved fyllingshøyde, m																							
		0,5	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	12	14	16	18	20	22	24						
600	110	A	A	A	A	A	B	C	C	D	D	D	D	E	E	E	-	-	-						
	120	A	A	A	A	A	A	A	A	B	C	C	D	D	D	D	E	E	E						
800	210	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	E	E	E	-	-	-	-						
	220	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	C	D	D	D	E	E	E						
	230	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	D	E						
1000	310	A	A	A	A	B	C	C	D	D	D	D	E	E	-	-	-	-	-						
	320	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	E	E	E	E	-						
	330	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	D	E						
1200	410	A	A	A	A	B	C	C	C	D	E	E	E	-	-	-	-	-	-						
	420	A	A	A	A	A	A	A	B	C	C	C	D	D	D	E	E	E	E						
	430	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	E	E						
1400	510	A	A	A	A	B	C	C	D	D	D	E	E	-	-	-	-	-	-						
	520	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	E	E	E	E						
	530	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	E	E						
1600	610	A	A	A	A	B	C	C	D	D	E	E	E	-	-	-	-	-	-						
	620	A	A	A	A	A	A	B	C	C	C	D	D	D	E	E	E	-	-						
	630	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	B	C	C	D	D	D	D						
1800	710	A	A	A	A	B	C	D	D	D	D	E	E	-	-	-	-	-	-						
	720	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	C	D	D	D	E	E	E	E						
	730	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	C	D	D	D	D	E						
2000	810	A	A	A	A	B	C	C	D	D	D	E	E	-	-	-	-	-	-						
	820	A	A	A	A	A	A	B	C	C	C	D	D	D	E	E	E	-	-						
	830	A	A	A	A	A	A	A	A	A	B	B	C	D	D	D	D	E	E						

A – normal utførelse

B – omstøp til D/4

C – omstøp til D/2

D – omstøp til topp rør

E – hel omstøp

## KAPITTEL 5

Figur 39 angir nødvendig armering for spesialarmerte rør i NS 3028 utførelse for å kunne tåle inntil 16 meters overfylling uten omstøp.

For at omstøpte rørledninger ikke skal få ukontrollerbare sprekker etableres det fuger ved rørskjøtene i en viss maksimal avstand på tvers av rørraksen og i hele omstøpens høyde og bredde slik at omstøpen blir brutt. Sålearmeringen bør ikke brytes i fugen. Fugeavstanden er avhengig av grunnens bæreevne, type av omstøp og rørdiameter. Avstanden kan økes med økende bæreevne i grunnen. På fast grunn brukes en avstand på 6 m mellom fugene. På bløt grunn reduseres fugeavstanden til 4 m. Fugebredden kan være ca. 25 mm.

Innvendig diameter mm	Stang- diameter mm	Senteravstand i mm for både ytterkant og innerkant armering* Fyllingshøyde				
		9	11	12	14	16
600	–	–	–	–	–	–
800	12	70	60	55	55	–
1000	12	65	60	55	50	–
1200	16	100	90	85	75	65
1400	16	95	85	75	70	60
1600	16	90	80	70	65	55
1800	16	85	75	65	60	50
2000	16	75	65	60	55	50

\*Armeringen i tabellen er dobbeltarmering. Dimensjonene for armeringsringene er som angitt i NS 3028.

*Figur 39. Spesialarmerte betongrør NS 3028. Nødvendig armering for særlig høye fyllinger.*

## 4. LEGGING OG OMFYLLING AV KULVERTER

Utforming av fundamentgropen er beskrevet i pkt. 2 s. 51 som også angir når bruk av telefrie materialer til omfylling er nødvendig. Omfyll-

ing skal foregå samtidig og likedan på begge sider av kulverten og komprimeres godt. Ved bruk av rør påses at omfyllingen rundt rørets nedre halvdel virkelig kommer inn under røret og blir komprimert. Dette er nødvendig for å unngå at vannet baner seg veg under røret og for å øke rørets bæredyktighet. Overfyllingen legges ut i jevntykke lag og komprimeres godt, se pkt. 3, s. 96.

### a. Betongrør

Rørene legges med spissenden i grøftens fallretning. Ved bruk av muffe-rør graves ut for muffene i ledningsfundamentet slik at rørstammen får jevnt anlegg. Det må ikke anvendes skolinger. Eventuell vinkelendring i skjøt foretas etter at røret er skjøvet på plass. Det anvendes tetningsring av gummi i skjøten.

Maksimal tillatt avvinkling og spalteåpning for betongrør er gitt i ref. (8):

Omfylling utføres i hele grøftbredden og til 300 mm over topp av rør. Det nyttes velgraderte friksjonsmasser med maks. steinstørrelse opp til 50 mm, som komprimeres omhyggelig (95% av St. Proctor).

Overfylling utføres med tilstedeværende masser som komprimeres for å unngå setninger på overflaten. Maksimal steinstørrelse er 2/3 av lagtykkelse ved utlegging.

For kulverter som legges i eller over frostsonen vises til kapittel 2 s.52.

Ved rørdiameter større enn 1,0 m skal de tre ytterste rørlengder i hver ende sammenbindes i toppen for å hindre at rørene skyves ut. Sammenbindingen utføres ved hjelp av flattjern og gjennomgående bolter.

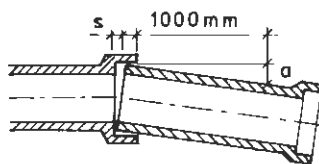
Rør- type	Dimensjon, mm	Max. tillatt avvinkling <sup>1)</sup> , mm/m	Max. tillatt spalteåpning, mm
NS 3027	100	68 (30)	15
	125	57 (30)	15
	150	48 (20)	15
	200	38 (20)	15
	250	31 (20)	15
	300	26 ( 0)	20
	400	21	20
	500	16	20
	600	14	20
NS 3028	600	27	25
	800	21	25
	1000	17	25
	1200	14	25
	1400	12	25
	1600	10	25
	1800	9	25
	2000	8	25

s = spalteåpning, mm

a = avvinkling, mm/m (17 mm/m = 1°)

<sup>1)</sup> Tallene i parentes gjelder rør som ikke er T-merket.

*Maksimal tillatt avvinkling og spalteåpning for betongrør*



## b. Rør av korrugerte stålplater

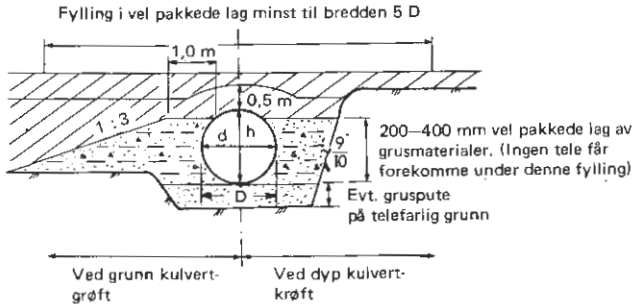
Rørene monteres enten direkte i rørgroften eller ved siden av denne og deretter heises eller rulles på plass. For de enkelte rørmærker må monteringsspesifikasjonene følges.

Slike kulverter omfylles alltid med grus eller annet ikke telefarlig materiale med maksimal 20 mm kornstørrelse nærmest røret.

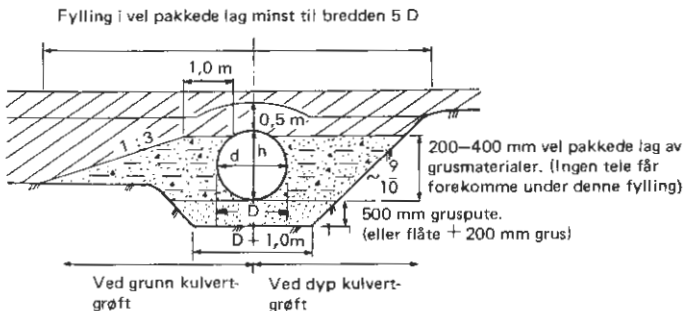
Oppstrøms ende av kulverten omfylles først. Omfyllingen foretas opp til 90% av kulvertens høyde i lag av 200–400 mm tykkelse, avhengig av hvor

effektivt komprimeringsutstyr som anvendes. Komprimeringen utføres likevel ikke så kraftig at det oppstår deformasjoner i kulverten eller at den skyves ut av posisjon. Utføres en del av komprimeringen under vann, kan det være tilstrekkelig å bruke passende støtredskaper.

Ligger kulvertørret delvis over terrengnivået, fortsettes påfyllingen lagvis opp til ca. 90% av rørets høyde og med minst 1 meters kronebredde på begge sider av røret, se figur 40 og 41.



Figur 40. Kulvert av korrugerte stålplater på fast undergrunn.



Figur 41. Kulvert av korrugerte stålplater på bløt undergrunn.



Partiene nærmest kulvertrøret komprimeres godt til en tørrdensitet lik 95% av St. Proctor, slik at ujevne setninger ikke skal oppstå. Komprimering av materialet som fylles rett over røret må ikke foretas før lagtykkelsen over røret er blitt minimum 0,5 m.

Før tunge anleggsmaskiner eller transportert kjører over kulverten, skal foreskrevet minimumsoverfylling være utlagt og komprimert.

### c. Plastrør

Rørene legges alltid på en vel avrettet og komprimert pute av sand eller grus med største korndiameter 20 mm. Tykkelsen av sand- eller grusputen skal ingen steder være mindre enn 100 mm.

Til omfylling av plastrør i kulverter brukes sand eller grus med største korndiameter 20 mm. Det skal pakkes godt og varsomt med lett utstyr til overdekningen over plastrørene er 300 mm.

Før trafikk med tungt anleggsutstyr tillates over kulverten, må det være utlagt og komprimert et minimum 200 mm tykt lag av fyllingsmasse eller vegmateriale over det før nevnte lag av omfyllingsmateriale.

Lav vekt, stor lengde og gode muffert gjør leggingen av rørene enkel. Foruten skjøt ved muffert kan rørene enten legges butt-i-butt eller splittes opp i endene og tres inn i hverandre og deretter omvikles med bred plasttpe eller pålimes en ca. 200 mm bred og 2 mm tykk gummifolie stramt over skjøten. Plastrørene kan dessuten sveises sammen slik at det ved skråskjæring av rørendene kan framstilles bend. Ribberør av plast skjøtes med spesielle klemkoblinger.

## 5. INNLØP OG UTLØP

Innløpsutformingen har en viss innflytelse på kulvertens kapasitet. Selv om dimensjoneringskurvene i figur 32 og 33 viser at innløpsutformingen har en relativ liten innflytelse på rørets vannføring ved delvis fylte rør, er det likevel viktig å velge en god hydraulisk utforming av innløpet for å bedre kapasiteten ved

- skjev og uryddig innstrømning
- ekstraordinær vannføring under flom etc.

En kulvert som utføres med vertikale endeavslutninger skal normalt bygges så lang at kulvertendene helt eller med minst  $4/5$  av diameteren ligger utenfor fyllingsskråningen. Ved lysåpninger over 1,0 m skal avslutningene utformes slik at minst  $1/3$  av diameteren ligger utenfor fyllingsskråningen. Ved kulverter med vertikale ender må frontmur bygges i de tilfelle kulverten ikke føres så langt ut at endene blir liggende helt utenfor fyllingsskråningen.

Ved bruk av skrå endestykker som er avpasset etter fyllingsskråningen bygges kulverten så lang at ca. 150 mm faller utenfor skråningen i begge ender. Skråskjæringen kan føres helt ned til bunnen eller til en vertikal frontmur.

Utforming av frontmur er avhengig av kulvertens beliggenhet i forhold til tilstøtende terrengnivå og vannføringen. Særlig ved innløpet kan det være viktig at det bygges vingemurer i tillegg til den egentlige frontmur. Slike murer kan utføres med skrå eller skålformede vinger og bør slutte godt til både fyllingsskråning, grøftebunn og sideskråning. I øvrige tilfeller kan det være tilstrekkelig at frontmuren bygges rett.

Frontmur og vingemur bygges av betong eller som tørrmur av stein av passende størrelse. I siste tilfelle tettes murens bakside med subbus eller liknende hvis det foreligger fare for utvasking. Subbuslaget legges i 300–400 mm tykkelse. Består materialet ved kulvertendene av materialer som kan vaskes ut, legges et beskyttende filter. Dette utføres normalt av et 200–400 mm tykt lag av velgradert grus. Er vannstrømmen meget kraftig, legges i tillegg en enkel steinkledning over gruslaget. Ved sterkt fall og større vannmasser kan det for å beskytte løpet bli nødvendig å avtrappe med støpte trinn eller med oppmurte og sammenboltete steinheller. Ved sterkt masseførende bekker (breelver m.v.) kan det være nødvendig å støpe bunnløp for at massene lettere passerer gjennom løpet.

Ved fare for undervasking av kulverten kan det alternativt spuntes ved inn- og utløp. Spunten rammes til 0,5–1,0 m dyp og ca. 1,0 m utenfor røret på hver side.

Dersom vannet ved flom ventes å føre rekved, vindfall, is o.l. som helt eller delvis kan blokkere kulvertinnløpet, må det vurderes å nytte rist e.l. for å hindre dette. Dette er også aktuelt for å hindre barns adgang til kulverten.

I boligområder bør det alltid benyttes rist dersom kulverten er større enn 400 mm.

## Referanser

1. *Rouse, H.R.* (1950). Engineering hydraulics. John Wiley-sons, New York.
2. *Vassdragsloven.*
3. *Statens vegvesen.* (1978). Geometrisk utforming, Vegdirektoratet, Håndbok-017, Oslo.
4. *Hydraulic charts for the selection of highway culverts.* (1961) Hydraulic Engineering Circular No 5 U.S. Department of Commerce, Bureau of Public Roads, Washington D.C.
5. *NIF, Institutt for vassbygging, Vassdrags- og havnelaboratoriet.* (1969). Hydraulikk for bygningsingeniører. Kursdagene på NTH, Trondheim.
6. *Choro, Ven Te.* (1959). Open Channel Hydraulics. McBrow – Pell Book Company Jnc.
7. *Statens vegvesen.* Bruprosjektering. Vegdirektoratet, Håndbok-001, Oslo
8. *Statens forurensningstilsyn.* Retningslinjer for prosjektering, utførelse og kontroll for avløpsvann. TA 523, Oslo, 95 s.

# Kapittel 6

## VEGDEKKER

<b>A. Dekketyper</b> .....	213
1. VEILEDNING FOR VALG AV SLITELAG .....	214
2. BINDLAG .....	215
3. FORELØPIGE DEKKER .....	215
<b>B. Grusdekker</b> .....	215
1. MATERIALKRAV .....	216
a. Korngradering .....	216
b. Slitestyrke .....	217
c. Stabilitet og plastisitet .....	217
2. FRAMSTILLING AV GRUSDEKKEMATERIALER .....	218
3. UTLEGGING OG KOMPRIMERING .....	218
4. KRAV TIL DET FERDIGE DEKKET .....	219
5. FUKTMAGASINERENDE LAG .....	219
6. STØVBINDENDE MIDLER .....	219
7. VEDLIKEHOLD, REPARASJON .....	221
<b>C. Bituminøse dekker</b> .....	223
1. MATERIALER, KRAV OG SPESIFIKASJONER .....	223
a. Steinmaterialer .....	223
b. Bindemidler .....	225
c. Tilsetningsstoffer .....	226
2. GENERELLE BESTEMMELSER FOR FRAMSTILLING OG UTLEGGING AV VERKBLENDEDE MASSER .....	228
a. Sammensetning .....	228
b. Framstilling av asfalmasser i blandeverk .....	230
c. Klargjøring av vegbanen for asfaltering .....	231
d. Transport og utlegging av ferdig blandede masser .....	231
e. Etterarbeider .....	232
f. Krav til det ferdige dekket .....	233

3. SPESIELLE BESTEMMELSER FOR DEKKER AV VERKBLENDEDE MASSER .....	240
a. Topeka (Top).....	234
b. Asfaltbetong (Ab).....	237
c. Asfaltgrusbetong (Agb) .....	241
d. Asfaltert sand (As) og asfaltert grus (Ag) .....	245
e. Asfaltert pukkk (Ap) .....	247
f. Asfaltløsningsgrus (Alg) og oljegrus (Og) .....	249
g. Støpeasfalt (Sta) .....	252
4. PENETRERT PUKK OG OVERFLATEBEHANDLINGER .....	256
a. Penetrert pukkk (Pp). (Penstrasjonsdekke) .....	256
b. Overflatebehandling, enkel (Eo) og dobbel (Do) .....	258
c. Overflatebehandling med grus, enkel (Eog) og dobbel (Dog).....	262
d. Forsegling .....	263
5. VEDLIKEHOLD AV BITUMINØSE DEKKER .....	264
D. Betongdekker .....	265
1. BETONGDEKKETS UTFORMING .....	265
a. Dimensjonering av overbygning .....	265
b. Tverrprofil .....	266
c. Fuger .....	266
1. Tverrfuger .....	266
2. Langsgående fuger .....	267
3. Ekspansjonsfuger .....	267
4. Kontraksjonsfuger .....	268
5. Vinkelendringsfuger .....	270
6. Dybler .....	270
7. Permanente fugeinnlegg .....	271
8. Fugemasse .....	271
d. Armering .....	271
1. Materialer .....	272
2. Utførelse .....	272
2. BETONGMATERIALER .....	273
a. Sement .....	273
b. Vann .....	273
c. Tilslagsmaterialer .....	273

d. Tilsetningsstoffer.....	274
3. BETONGFRAMSTILLING.....	275
a. Generelt.....	275
b. Bestemmelse av materialsammensetning.....	275
c. Tilmåling av betongmaterialene.....	276
d. Betongens blanding.....	276
4. UTFØRELSE.....	276
a. Generelt.....	276
b. Forskaling.....	276
c. Støping.....	278
d. Komprimering.....	278
e. Etterbehandling.....	279
f. Åpning for trafikk.....	280
g. Dagbok.....	280
5. KRAV TIL DET FERDIGE DEKKE.....	280
a. Jevnhet.....	280
b. Tykkelse.....	281
c. Trykkfasthet.....	281
<b>E. Vegdekker av prefabrikerte betongstein.....</b>	<b>281</b>
1. KRAV TIL FUNDAMENTET.....	281
2. KRAV TIL SETTESAND OG UTFØRELSE AV SETTESAND-LAGET.....	282
3. KRAV TIL BETONGSTEIN.....	283
4. KRAV TIL LEGGING AV BETONGSTEIN.....	283
5. KRAV TIL SPESIELLE TILPASNINGER.....	283
6. KRAV TIL FUGING OG VIBRERING AV BETONGSTEIN.....	284
7. KRAV TIL JEVNHET.....	284
<b>Referanser.....</b>	<b>285</b>

## 6. VEGDEKKER

### A. Dekketyper

Vegdekker inndeles i 3 kategorier: Grusdekker, bituminøse dekker og betongdekker.

Av bituminøse dekker og bærelag har man følgende typer: Støpeasfalt, Topeka, asfaltbetong, asfaltgrusbetong, asfaltert grus, asfaltert pukk, asfaltløsningsgrus, oljegrus, penetrasjonsdekke og enkel- og dobbel overflatebehandling. Overflatebehandling utført med grus som avstrøingsmateriale blir også kalt Ottadekke.

Av betongdekker skiller man mellom platedekker, kontinuerlig armerede dekker og separate tynne slitedekker utført på stive underlag.

### 1. VEILEDNING FOR VALG AV SLITELAG

Valg av slitelag skjer ut fra vurdering av en rekke faktorer. De viktigste er trafikkmengde, underlagets beskaffenhet, dekkets anleggs- og vedlikeholdskostnader og levetid, samt trafikksikkerhetsmessige og miljømessige egenskaper.



Primært velges det rimligste alternativ ut fra en total teknisk-økonomisk vurdering, og fordelene ved bruk av lokale steinmaterialer skal alltid vurderes.

Figur 1 gir en veiledning for valg av slitelag på veger og gater etter trafikkmengde og for dekker på gang- og sykkelveger.

På veger med ÅDT > 2000 bør innholdet av pukk over ca. 10 mm være så høyt som mulig innenfor beskrivelsen for de enkelte dekktyper pga. piggdekkslitasje.

På veger med ÅDT < 1000 kan asfaltgrusbetong med visse begrensninger brukes med sandpukkel. Av disse skal nevnes at sandpukkel krever høyere bindemiddelinhold enn idealkurven, gir redusert slitestyrke vis à vis piggdekk, mindre gode lysrefleksjonsegenskaper og dårligere friksjon

SLITELAG	VEGER OG GATER							GANG- OG SYKKEL- VEGER	FLY - PLASSER
	ÅDT	100	500	1000	2000	3000	6000		
GRUS									
ENKEL OVERFLATEBEH. ( IKKE PÅ GRUSUNDERLAG)	Eo								
DOBDEL OVERFLATEBEH.	Do								
DOBDEL OVERFLATEBEH. MED GRUS	Dog								
OLJEGRUS	Og								
ASFALTLØSNINGSGRUS	Alg								
ASFALTGRUSBETONG II (FRIKSIJONSFORBEDREDE TILTAK MÅ VURDERES)	AgbII								
ASFALTGRUSBETONG I	AgbI								
ASFALTBETONG	Ab								
TOPEKA	Top								
STØPEASFALT	Sta								
BETONG									

 BRUKES VED VANLIGE FORHOLD  
 BRUKES NÅR SPEISJELLE FORHOLD TILSIER DET

Figur 1. Veiledning ved valg av slitelag.

ved hastigheter over ca. 60 km/h. Innvalsing av asfaltert finpukk må da vurderes. Med hensyn til avstrøing av Topeka og Ab, se s. 232.

Bruk av lyse dekker må vurderes på viktige veger med blandet trafikk. For å oppnå bedre lystekniske egenskaper tilsettes lyse steinmaterialer i grovfraksjonen. De bør utgjøre minst 20% av det totale steinmateriale. For lyse dekker som avstrøes skal avstrøingsmaterialet være lyst.

Brukes Topeka til slitelag, bør det velges asfaltbetong til oppretting, mens det ved slitelag av asfaltbetong bør brukes asfaltgrusbetong eller bedre til oppretting.

På sporslitte dekker bør sporfylling med forvarming (halvsåling) benyttes ved dekkefornyelse dersom vegens bæreevne er tilfredsstillende. Halvsåling med forvarming er spesielt fordelaktig for gater og veger hvor kantstein og gatesluk begrenser dekketykkelsen.

Hvor asfaltdekket legges på betongunderlag eller brolegning, må sprekkdannelse og nedkusing motvirkes ved valg av større dekketykkelse enn normalt i forhold til øvre nominelle kornstørrelse og høyere bindemiddelinnhold.



På veger med liten bæreevne anbefales myke dekketyper slik som Eog, Dog og Og.

I tunneler anbefales generelt betongdekke. Brukes asfaltdekke bør bindemiddelinholdet økes.

Støpeasfalt er mest aktuelt på bruer.

I gatekryss, på bussholdeplasser og steder med særlig tung og langsomtgående trafikk anbefales asfaltdekker med særlig høy stabilitet eller betongstein, betong e.l.

## 2. BINDLAG

Til bindlag brukes den massetype som ligger nærmest opp til slitelagets kvalitet, f.eks. Ab eller Ag ved henholdsvis Top eller Agb i slitelaget.

## 3. FORELØPIGE DEKKER

Ved anlegg hvor man venter setninger og etterkomprimering bør det gjøres et opphold i belegningsarbeidet, slik at øverste laget blir lagt etter en tids trafikk, f.eks. året etter.

Ved parsellvis utbygging kan det videre bli aktuelt å avvente legging av permanent dekke til hele strekningen er ferdig utbygget. I slike tilfeller bør det benyttes foreløpige dekker. Dersom bærelaget består av pukk kan det brukes et penetrasjonsdekke med enkel overflatebehandling, eventuelt et Agb-dekke eller et Ag-dekke med noe øket bindemiddelinhold. På bærelag av grus kan brukes en enkel overflatebehandling med grus eller et oljegrusdekke.

## B. Grusdekker

Et grusdekke består av mekanisk stabilisert grus. Materialet har et grovt kornskjelett som er fylt ut til maksimal tetthet med passende mengder av mindre korn helt ned til leirstørrelse. Finstoffet skal være plastisk så det kan gi materialet en viss kohesjon. Leiren i finstoffet er viktig fordi den kan holde på vann og derfor holder materialet sammen med kapillærkrefter.

## KAPITTEL 6

Riktig sammensatt grusdekke skal tåle tung belastning uten å ta skade når fundamentet har nok bæreevne, og det skal ikke støve eller danne vaskebrett i tørt vær. Dekket har imidlertid liten fasthet i overflaten og stor og hurtig trafikk sliter det raskt. Grusdekke passer derfor bare som slitelag på veger med liten trafikk, ÅDT < 200. Ved større trafikkmengder blir vedlikeholdet kostbart og dekket er vanskelig å holde i god stand, særlig under ugunstige klimatiske forhold.

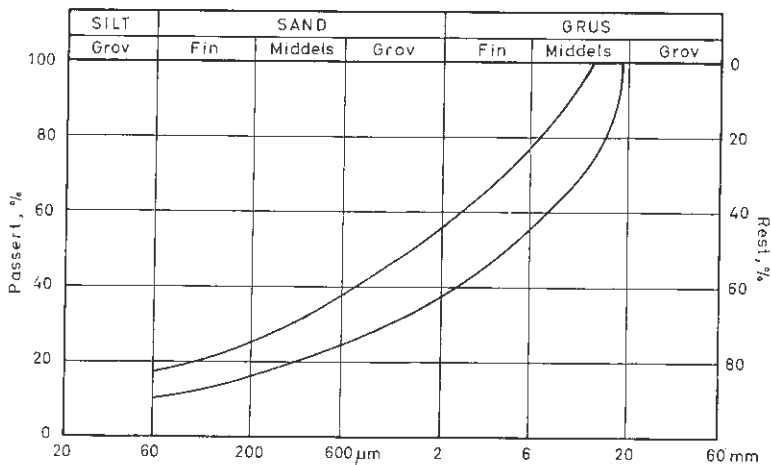
Grusdekket skal normalt være 5–10 cm tykt. På et fundament av grov grus, stein eller fjell kan det være behov for å øke tykkelsen til 10–15 cm. Dette vil magasinere en del fukt som hindrer uttørking av slitelaget i tørt vær. Alternativt kan det under dekket legges et 5–10 cm tykt lag som inneholder 10–15% finstoff mindre enn 75 µm og større mengder grovere materiale enn grusdekket.

Over mindre bruere hvor man ønsker grusdekket gjennomgående, og hvor bæreevnen tillater det, bør tykkelsen økes til 25 cm.

### 1. MATERIALKRAV

#### a. Korngradering

Grusdekket skal ha en slik korngradering at materialet blir stabilt og tett. Kornkurven skal ligge mellom de oppsatte grensekurver i figur 2, og



Figur 2. Grensekurver for grusdekke.

materialet skal ha en jevn gradering i forhold til disse kurvene.

En økning av steinstørrelsen gir bedre slitasjemotstand, men maksimalstørrelsen må ikke overstige 18 mm for å redusere faren for skader ved steinsprut. Dersom materialet har stor andel av grovsand (sandpukkel), oppstår lett vaskebrett i dekket under trafikk. Ved underskudd av både grusfraksjon og finstoff (grovt ensgradert), er materialet uegnet til grusdekke.

### **b. Slitestyrke**

For å oppnå god slitestyrke må grovfraksjonen bestå av en hard og seig bergart så graderingen endrer seg minst mulig ved knusing og slitasje. Steinmaterialene skal ha en mekanisk styrke klasse 3 eller bedre. Brukes for svake steinmaterialer, blir dekket hurtig nedslitt og sleipt. Bergarter som finkornet granitt, dioritt, gabbro, amfibolitt, sparagmitt og kvartsitt er slitesterke. Materiale av bløt kalkstein, løs sandstein, glimmerrike bergarter, glimmerskifer, klorittskifer og fylitt er svake og lite egnet til kornskjelett i stabilisert grus. Dersom det er vanskelig å skaffe slitesterkt materiale og nødvendig å nytte en mindre god kvalitet, bør materialet ved utlegging ha noe større innhold av grusfraksjonen enn vanlig.

### **c. Stabilitet og plastisitet**

Innhold av knuste materialer gir bedret stabilitet. Overstørrelsen i grustak bør derfor som regel knuses ned og blandes i grusen. Opptil 30% knuste materialer bør tilstrebes.

Finstoffet i dekket skal ha en viss plastisitet. Fraksjonen mindre enn 500  $\mu\text{m}$  bør ha en plastisitetsindeks på 2–5% og en flytegrense under 30%. Finstoffet bør ha en slik korngradering at den stabiliserte grusen får jevn gradering. Det kan være behov for mindre justeringer i mengden av finstoff og plastisitet etter mineralsammensetning, trafikk, klima og type av støvbindende middel. På steder med mye nedbør bør mengden av finstoff reduseres.

## 2. FRAMSTILLING AV GRUSDEKKEMATERIALER

Det er sjeldent å finne et naturlig materiale som fyller de krav som stilles til et grusdekke. For å få en tilfredsstillende korngradering kan det derfor være nødvendig å framstille grusdekkematerialet ved å knuse ned eventuelle overstørrelser i materialet, tilsette finstoff eller sette sammen flere materialer med forskjellig korngradering. Det er forholdsvis enkelt å blande inn grove materialer i grusen, men det kan by på problemer å få tilsatt og blandet inn finstoff. Leire for eksempel, bør slemmes ut i vann før innblandingen.

En nedslitt veggrus vil som regel inneholde for meget finstoff og for lite grovt materiale, særlig der hvor utgangsmaterialet har vært svakt. Ved vedlikehold av slike grusdekker kan grovere materiale av god kvalitet og i en mengde som gir en tilfredsstillende korngradering settes til og blandes inn.

Det frarådes å bruke for svake materialer til grusdekke, idet finstoffinnholdet vil øke raskt under trafikkens påvirkning. For høyt finstoffinnhold sammen med klorkalsium kan skape et sleipt dekke.

## 3. UTLEGGING OG KOMPRIMERING

Grusdekket må legges ut så det blir homogent og får en jevn overflate etter komprimeringen. Ferdig blandet materiale kan legges ut på vegen i passelig tykke lag direkte fra bil med gruslem. Materialet bør være fuktig ved utleggingen for å hindre separasjon. Etter at grusen er kommet på vegen bør grusdekket vannes før klorkalsium tilføres dekket. Når materialet blandes på vegen, må underlaget være fast og uten stein som rives opp av blandeutstyret. Klorkalsium kan også tilsettes grusen før den legges ut på vegen. For å få en jevn tett overflate og god bæreevne, bør komprimeringen av det planerte grusdekke utføres med valse. Grusdekket bør komprimeres til en tørr densitet som tilsvarer 103% Standard Proctor.

I unntakstilfeller kan det planerte grusdekket komprimeres av trafikken.

#### 4. KRAV TIL DET FERDIGE DEKKET

Grusdekket skal ha fast og jevn overflate og med riktig tverrfall. Dette er meget viktig for skikkelig avrenning av vann. Normalt utformes dette som takfall på rettlinjer, men ensidige tverrfall kan også være aktuelt. Fallet bør være 4%. I kurver brukes ensidig tverrfall med nødvendig overhøyde.

#### 5. FUKTMAGASINERENDE LAG

Fuktmagasinerende lag er bare nødvendig når det er fare for uttørking av grusdekket over fjell, steinfylling eller bærelag som inneholder under 5% finstoff mindre enn 75  $\mu\text{m}$ .

Laget kan utføres av samme materialer som grusdekket, eller det kan legges som et eget lag hvor mengden av større stein er høyere, øvre nominell kornstørrelse ca. 32 mm og med 10–15% finstoff mindre enn 75  $\mu\text{m}$ . Man bør være varsom med å gå så høyt som 32 mm nominell kornstørrelse av hensyn til den senere høvling av dekket.

Det kan brukes forskjellige materialer som f.eks. materiale fra gammel vegbane, finstoffholdig morengrus eller subbus, når disse materialer oppfyller de oppsatte krav.

Tykkelsen av laget kan være 5–10 cm, avhengig av behov og materialkvalitet. Laget skal bestå av homogent materiale. Det legges ut med jevn tykkelse og komprimeres godt så det danner et fast, jevnt underlag for grusdekket.

#### 6. STØVBINDENDE MIDLER

Støvbindende midler hindrer støving i tørt vær og bedrer stabiliteten av grusdekket.

Klorkalsium er mest vanlig brukt for støvbinding, da det har stor evne til å ta opp fuktighet. Videre reduserer klorkalsium fordampningen av vann og opprettholder kapillarkreftene. Under sterk uttørking fordamper det noe vann fra vegoverflaten, men når dekket inneholder ca. 0,5 masseprosent klorkalsium, holder det seg likevel passelig fuktig. Dekket støver ikke nevneverdig og holdes godt sammen av kapillarkreftene.

Full nytte av klorkalsium oppnås bare når grusdekket har riktig sammensetning. Dersom det er for lite finstoff i materialet, gjør kapillarkreftene seg så lite gjeldende at de ikke får noen praktisk betydning. I regnvær vil dessuten saltet lett bli vasket ut. For mye finstoff fører på den andre side til at dekket blir for mykt og sleipt.

Det er vanlig å bruke ca. 0,4–0,5 kg/m<sup>2</sup> klorkalsium i året på en grusveg med ca. 200 ÅDT. Mengden varierer med grusens sammensetning. Ved liten mengde finstoff (av leire) må mengden økes. Ved økende trafikk må også mengden økes. 0,5 masseprosent klorkalsium i grusdekket (5 cm) tilsvarer ca. 0,4 kg/m<sup>2</sup>.

Ved framstilling av nytt grusdekke er det behov for ca. 10 kg klorkalsium pr. m<sup>3</sup> grus, (ca. 0,5 kg/m<sup>2</sup>).

På vegger i kyststrøk nyttes også sjøvann til støvbinding. Saltet i sjøvannet er noe hygroskopisk og holder dekket fuktig på lignende måte som klorkalsium, men det er mindre effektivt.

Sulfittlut kan nyttes til støvbinding og stabilisering av grusdekker der luten kan fås som avfallsprodukt fra treforedlingsindustrien. Råluten må være nøytralisert med kalk. Denne inneholder 8–12% tørrstoff, og det er vanlig å regne med 0,5 kg/m<sup>2</sup> tørrstoff for stabilisering av grusdekker. Luten blandes godt med grusmaterialet for å hindre at det danner seg en sprø skorpe som det lett oppstår slaghull i.

Det kan også være aktuelt å bruke bituminøse materialer for stabilisering og binding av støv på grusveger. Til dette formål finnes en rekke spesialprodukter. Materialene kan være framstilt som bituminløsninger eller bitumen-olje-emulsjoner. Bitumenemulsjonene skal som regel fortynnes med 3 til 5 deler vann før påsprøyting og løsningene er som regel tilsatt amin. Dette medfører at nedtrengningen i fuktig grusdekke bedres.

Dårlig nedtrengningsevne i grusdekke er imidlertid disse materialers svakhet. Dersom grusdekket er tett i overflaten, danner det seg lett dammer som ikke trenger ned, og som er til direkte ulempe for kjørende og gående pga. tilgrising av kjøretøyer og fottøy. Det er derfor viktig å ikke påføre mer materiale enn det grusdekket kan absorbere. Støvdempningsmaterialer av denne type blir ikke vasket ut av vegbanen med regnvær, slik tilfellet er for andre typer materialer beskrevet ovenfor.

## 7. VEDLIKEHOLD, REPARASJON

Et godt vedlikehold av grusdekke grunnlegges om våren ved påføringen av klorkalsium. Denne må påføres akkurat når telen går ut og grusen ennå er fuktig (ikke våt). Det kan være fordelaktig å utføre dette om natten eller i overskyet vær. Vegbanen må være høvlet til riktig profil før klorkalsium påføres. Det bør brukes så meget som mulig opp mot 0,4 kg/m<sup>2</sup>. Ved så store mengder bør dekket høvles umiddelbart etterpå for å få blandet grus og klorkalsium.

Er imidlertid dekket tørket for meget opp, må klorkalsium påføres i to eller flere omganger. Dette må da utføres kombinert med vanning og høvling. Likevel kan det være nødvendig med ytterligere supplering med klorkalsium utover sommeren og da i forbindelse med vanning og høvling.

Etter vellykket behandling om våren vil et godt grusdekke være etablert og dette vil ved rimelige værforhold om sommeren nesten ikke behøve noe vedlikehold.

Oppstår det enkelte magre partier med begynnende hulldannelser, vil det beste være å håndlappe disse partier med riktig sammensatt grus. Etter lappingen må den nye grusen gjennomvannes og strøes med klorkalsium. Det benyttes også grus som er blandet med klorkalsium på forhånd, men da blandingen som regel foregår uten skikkelig dosering får man liten kontroll med mengden av klorkalsium.

Høvling må man som regel være meget forsiktig med fordi dekket da rives opp samtidig som det blir vanskelig å få det skikkelig komprimert etterpå. Problemet ligger i å få tilført nok fuktighet ved vanning uten å få utvasket klorkalsium.

Ved langvarig regnvær kan høvling utføres. Det kan da være aktuelt å tilsette ytterligere klorkalsium.

En annen viktig del av vedlikeholdet består i å erstatte grusmassen som forsvinner i løpet av tiden. Vanligvis skjer dette ved å legge et helt nytt slitelag ca. 5 cm tykt når det gamle dekket er nedslitt. Alternativt kan det skje ved hyppigere overgrusing og da ca. 2 cm tykt.

Det nye gruslaget har da tilnærmet riktig kurve. Det underliggende lag har derimot en gal sammensetning med overskudd av finstoff på grunn av nedslitning av materialene. Ved senere høvling vil dette blande seg med den nye grusen og sammensetningen blir da etterhvert uheldig.

En annen måte som kan være økonomisk fordelaktig er å erstatte de

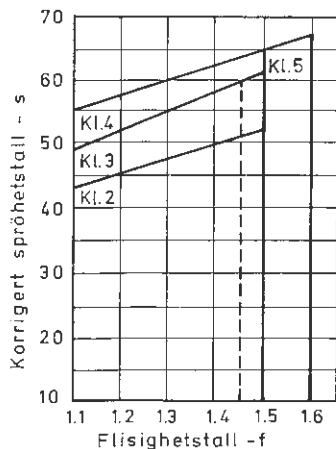
## KAPITTEL 6

fraksjoner som mangler i det eksisterende grusdekket. Dette kan gjøres ved spredning av disse materialene og etterfølgende høvling. Dette gir imidlertid ikke skikkelig blanding og følgende metode kan være fornuftig:

- Etter innhøvling av grusmassene fra grøftene og sammenhøvling av gruslaget i det gamle dekket i en eller to strenger tas prøver av det materialet man da har. Det som mangler er som regel steinmateriale i grovfraksjonen og leire i finfraksjonen.
- Leiren må være tatt ut foregående høst slik at den er frosset til tørre små-klumper i løpet av vinteren og knust ned ved valsing. Riktig mengde leire og grusmasser legges ut på de sammenhøvlede grusstrengene og blandes ved hjelp av jordfreser eller ved høvling.
- Etter avsluttende høvling vannes grusen godt og det spres klorcalcium i riktig mengde som så høvles inn.
- Fordelen ved denne metoden er at man trenger mindre tilførsel av grusmasser og at hele dekket blir riktig sammensatt.

### C. Bituminøse dekker

For mer detaljerte opplysninger om bituminøse dekker henvises til «Retningslinjer for utførelse av bituminøse dekker og bærelag» (1).



Figur 3. Klassifisering av steinmaterialer.



## 1. MATERIALER. KRAV OG SPESIFIKASJONER

### a. Steinmaterialer

Steinmaterialer skal i størst mulig grad bestå av forvittringsbestandige bergarter. Kornformen skal være mest mulig kubisk.

Kravene til korngradering ved standardsorteringer er gitt i figur 4 s. 225. For alle sorteringer skal leirinnholdet være mindre enn 2%.

Steinmaterialenes mekaniske styrke klassifiseres etter sprøhets- og flisighetstall slik det framgår av figur 3.

Klassifisering etter figur 3 gjelder for fraksjon 8,0–11,2 mm. I tillegg skal fraksjonen 11,2–16,0 mm tilfredsstillende følgende krav (vist med stiplede linje i figur 3):

Klasse	Flisighet mindre enn
2 og 3	1,45
4	1,50
5	1,60

I den løpende produksjonskontroll legges hovedvekten på kontroll av flisigheten ved 11,2–16,0 mm.

Ved bedømmelse av materialets mekaniske styrke tas det hensyn til abrasjonsverdien når materialet skal brukes i slitelag med ÅDT > 2000.

Følgende klassifisering kan benyttes:

Abrasjonsverdi, cm <sup>3</sup>	Klassifisering
< 0,35	Meget god
0,35–0,55	God
> 0,55	Svak

I kaldblandede masser skal steinmaterialet være tilnærmet fritt for humus. Etter NaOH-metoden tillates opptil fargestyrke 0,5. I varmblandede masser kan materiale med et visst humusinnhold benyttes. Det tillates opptil fargestyrke 2,0.

## KAPITTEL 6

Det tillates bare spor av magnetkis i steinmaterialet. For svovelkis og andre kistyper i blanding tillates opptil 2 masseprosent.

I de tilfelle steinmaterialet ikke inneholder tilstrekkelig filler, skal nødvendig mengde av handelskvaliteten filler tilsettes.

Materialet skal framstilles ved knusing eller maling av forvittringsbestandig bergart. Det skal være tilstrekkelig tørt til å flyte fritt og være i det alt vesentlige fritt for klumper. Materialet skal ikke inneholde organiske forurensinger.

Krav til sikterest for handelskvaliteten filler:

Siktåpning, $\mu\text{m}$	Rest, masseprosent
500	0
75	0 – 20

Krav til materialandel mindre enn 75  $\mu\text{m}$ :

Kornstørrelse, $\mu\text{m}$	Understørrelser, masseprosent
< 40	45 – 100
< 2	0 – 20

Materialandel mindre enn henholdsvis 40 og 2  $\mu\text{m}$  regnes i prosent av materiale mindre enn 75  $\mu\text{m}$ .

Materiale mindre enn 75  $\mu\text{m}$  skal ha hulrom i tørr komprimert tilstand mellom 25 og 50 volumprosent og fortrinnsvis mellom 30 og 50 volumprosent.

Figur 4 angir standard sorteringer for steinmaterialer med bestemmelser om tillatte toleranse for disse.

Handelsbetegnelsene kan omfatte naturlig (N), knust (K) eller blandet masse (NK). For standardsorteringene 0–2, 0–4, 0–8 og 0–16 mm skal materialet være jevnt fordelt innenfor de respektive sorteringer.

For sortering 11,2–16 mm gjelder som tilleggskrav for materiale av klasse 3 eller bedre at for middel av 3 prøver må rest på sikt 13,2 mm være minst 60%.

Handels betegnelse, mm	Standard sortering ISO-sikt, mm	Max.till.mengde		Max 5%	Max 85%	Alt skal passere, mm
		Understr. %	Overstr. %	skal passere mm		
Filler	0-0,075		20			0,5
0-2	0-2		15			4
0-4	0-4		15		2	8
0-8	0-8		15		4	11,2
0-16	0-16		15		8	22,4
2-4	2-4	25	15	1		8
4-8	4-8	25	15	2		11,2
8-11	8-11,2	25	20	4		16
8-16	8-16	20	15	4		22,4
8-22	8-22,4	20	15	4		26,5
11-16	11,2-16	15	20	8		22,4
16-22	16-22,4	25	15	8		26,5
22-32	22,4-31,5	20	15	11,2		37,5
32-53	31,5-53	15	15	19		63
32-63	31,5-63	15	15	22,4		75

Figur 4. Standardsorteringer med krav til maksimalstørrelser, over- og understørrelser.

## b. Bindemidler

Med bindemidler forstås her bitumen, bitumenløsning, bitumenemulsjon og vegolje. Med unntak av emulsjoner er de øvrige bindemidler brannfarlige.

Bitumen betegnes med B og et tall som angir midlere penetrasjon

Bitumen skal tilfredsstille kravene i figur 5. Det skal være homogent og fritt for vann og forurensninger eller utfellinger som reduserer dets kvalitet som bindemiddel, og det skal ikke skumme ved oppvarming til 175°C.

	Analysemet.	Penetrasjon						
			B 40	B 60	B 85	B 180	B 250	B 370
<i>Originalt materiale</i>								
Penetrasjon, 100g, 5 s, 25°C	ASTM D 5	min	35	50	70	145	210	300
Penetrasjon, 100g, 5 s, 25°C	ASTM D 5	max	50	70	100	210	300	430
Viskositet 60°C, N s/m <sup>2</sup>	ASTM D 2171	min	300	160	80	30	20	15
Viskositet 135°C, mm <sup>2</sup> /s	ASTM D 2170	min	350	300	240	175	140	110
Løselighet i trikkloretan, masseprosent	ASTM D 2042	min	99,5	99,5	99,5	99,5	99,5	99,5
Flammepunkt PMcc, °C	ASTM D 93	min	220	180	170	160	150	140
<i>Materiale etter T.F.O.T</i>								
Vektltap, masseprosent	ASTM D 1754	max	1,0	1,0	1,5	2,0	2,0	2,5
Bruddpkt. etter Fraas, °C	IP 80	max	-5	-5	-8	-10	-14	-17
Viskositet 60°C, N·s/m <sup>2</sup>	ASTM D 2171	max	2000	1300	800	350	200	150
Duktilitet ved 25°C, mm	ASTM D 113	min	150	250	500	1000	-	-
Duktilitet ved 10°C, mm	ASTM D 113	min	-	-	-	-	500	600

Figur 5. Krav til bitumen

Bitumenløsningene og vegoljene skal tilfredsstille kravene i figur 6. Bitumen som benyttes til framstilling av bitumenløsning skal også tilfredsstille kravene for bitumen.

Vegoljene skal være framstilt av jordolje og bestå av destillasjonsrest som kan være flukset med destillat. Vegoljene skal egne seg som binde-middel i oljegrus, de skal være homogene og frie for forurensninger eller tilsetninger som kan nedsette oljenes kvaliteter.

Bitumenløsningene og vegoljene graderes etter viskositet ved 60°C. Bitumenløsningene benevnes med BL og et tall som angir midlere viskositet. Bokstaven etter tallet angir herdegraden, R for rasktherdende og M for middelsherdende. Vegoljene benevnes med VO og tallet etter angir på samme måte midlere viskositet.

Bitumenemulsjoner framstilles av bitumen med penetrasjon 70–430 oppslemmet i vann under tilsetning av emulgator. Det skilles mellom rasktbrytende (labile), middels rasktbrytende og langsombrytende (stabile) emulsjoner avhengig av brytningstiden. Det skilles videre mellom emulsjoner med forskjellige bitumeninnhold.

### c. Tilsetningsstoffer

Tilsetningsstoffer anvendes hovedsakelig for å forbedre det ferdige dek-kets egenskaper så som vedheftning (aminer og fettsyrer), konsistens (naturasfalt) og stabilitet (plast og gummitilsetning). De fleste stoffer er så spesielle i sammensetning og virkning, at hver enkelt type må være undersøkt og godkjent før bruk.

	BL 45 R		BL 45 M		BL 1500 R		BL 1500 M		BL 4500 R		BL 4500 M		VO 300		VO 550	
	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max	min	max
Viskositet, 60°C, mm <sup>2</sup> /s	30	60	30	60	1000	2000	1000	2000	3000	6000	3000	6000	200	350	400	700
Flammepunkt, PMcc, °C	28		40		28		60		28		60		70		70	
Destillasjon Destillat i volumprosent av total mengde til																
190°C	6			1												
225°C	22			22	2			1								
260°C	28			35	6			7	3			3		1		1
315°C	30			46	11			17	7			13		6		7
360°C	32	50	32	50	12	22	10	22	8	17	8	17	4	12	4	12
Vanninnhold, masseprosent		0,2		0,2		0,2		0,2		0,2		0,2		0,2		0,2
Krav til destillasjonsrest.																
Løselighet, masseprosent	99,5		99,5		99,5		99,5		99,5		99,5		99,5		99,5	
Penetrasjon, 25°C	70	140	120	300	70	140	140	350	70	140	140	350				
Viskositet, 60°C, mm <sup>2</sup> /s													500	1000	2000	6000

Figur 6. Krav til bitumenløsninger og vegoljer

Amin virker spesielt vedheftningsfremmende overfor «sure» steinmaterialer som kvarts, kvartsitt, granitt, gneis o.l. Amin anvendt til oljegrus, asfaltløsningsgrus, overflatebehandling, penetrering og i impregnerings- og klebemidler skal være av type monoamin, diamin eller blandingsamin (1:1 av mono- og diamin) framstilt av fettsyrer med karbonkjeder hovedsakelig C<sub>14</sub> til C<sub>18</sub>. Amin tilsettes det varme bindemidlet etter følgende retningslinjer:

Monoamin:	1,3	} (masseprosent av bindemidlet)
Blandingsamin:	1,0	
Diamin:	0,8	

Det bør ikke blandes mer bindemiddel og amin enn for 5 timers forbruk. Hvis bindemidlet etter tilsetning av amin blir stående oppvarmet i lengre tid, må det tilsettes mer amin før bruk etter følgende tidsskjema:

Etter 8 timer tilsettes halv porsjon

Etter 12 timer tilsettes hel porsjon

Hvis steinmaterialet er særlig ugunstig (f.eks. høyt filler/sandinnhold, ugunstig mineralogisk sammensetning eller høyt humusinnhold), anbefales å øke amintilsetningen med 0,1 til 0,2 masseprosent av bindemidlet.

Amin anvendt til varmblandede masser tilsettes i mengder av 0,3 til 0,5 masseprosent av bindemidlet.

Fettsyrer virker spesielt vedheftningsfremmende ovenfor «basiske» steinmaterialer som kalkstein, betongstøp o.l. Fettsyrene skal fortrinnsvis være en mett alifatisk høyere syre, f.eks. stearinsyre eller liknende. Disse tilsettes som regel i mengder på 1–2 masseprosent til bindemidlet. Fettsyrer tåler langvarig oppvarming uten å reagere med bindemidlet og kan tilsettes på forhånd.

## 2. GENERELLE BESTEMMELSER FOR FRAMSTILLING OG UTLEGGING AV VERKBLANDEDE MASSER

### a. Sammensetning

Massen består av steinmaterialer og bituminøst bindemiddel som skal være så godt blandet at massen blir homogen. For varmblandede masser

kreves at de enkelte steinpartikler blir helt omhyllet med bindemiddel.

Øvre nominelle kornstørrelse i slitelag, herunder inkludert foreløpige dekker skal ligge mellom 1/3 og 1/2 av lagets tykkelse i komprimert stand, slik at steinstørrelsen overalt tilstrebes å ligge under halve dekketykkelsen. I de øvrige lag kan øvre nominelle steinstørrelse gå opp i 2/3 av lagets gjennomsnittstykkelse.

Ved valg av bindemiddeltipe skal det tas hensyn til klima, de stedlige forhold, årstiden, trafikken art og mengde samt tillatt aksellast. Ved valg av bindemiddelmengde skal det tas hensyn til steinmaterialers densitet,  $\rho_s$ , kornform og absorpsjonsevne. Bindemiddelmengden skal angis på grunnlag av det innhold av løselig bitumen som finnes ved ekstraksjon av den ferdig blandede masse. Ved anvendelse av naturasfalt skal sammensetningen skje på grunnlag av innhold av løselig bitumen.

Maksimale lagringstemperaturer for bindemiddel framgår av figur 7. Hvis bindemiddelet lagres varmt i mer enn én uke, skal temperaturen reduseres til 20–30°C under det maksimale.

	B 40	B 60	B 85	B 180	B 250	B 370	BL 45	BL 1500	BL 4500	VO 300	VO 550
Max temp. °C	190	175	160	150	145	140	55	120	135	100	110

Figur 7. Maksimale lagringstemperaturer for bindemideler.

Når det gjelder tillatte blandetemperaturer og utleggingstemperaturer, henvises til hver massetype. Maksimaltemperaturen kan økes med inntil 10°C hvis dekker må legges i særlig kaldt vær (lufttemperatur lavere enn pluss 10°C).

På grunnlag av tidligere erfaring og/eller laboratorieundersøkelse fastsettes en arbeidsresept.

I figur 8 er angitt hvilke spesifikasjoner som skal inngå i arbeidsresepten for de ulike dekketyper.

**KAPITTEL 6**

		Verkblandede dekketyper						Andre		
		Sta	Top	Ab	Agb	Ag As	Ap	Al Og	Overfl.- beh.	Pp
Steinmaterialets type; korngradering og mek. egensk.		x	x	x	x	x	x	x	x	x
Bindemiddel, type og mengde		x	x	x	x	x	x	x	x	x
Vedheftingsmiddel, type og mengde								x	x	x
Forbruk steinmateriale									x	x
Densitet	Masse $\rho_d$	x	x	x	x	x	x	x		
	Steinmatr. $\rho_s$	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Hulromprosent			x	x	x	x				
Temperatur		x	x	x	x	x	x		x	x
Maks. vanninnhold. (Gjelder kun trommelblandede og kaldblandede inasser)				(x)	(x)	(x)	(x)	x		
Stabilitet				x	x	x				
Flyt				x		x				
Hardhet ved stempel- intrykk		x								

Figur 8. Spesifikasjoner i arbeidsresept.

**b. Framstilling av asfaltmasser i blandeverk**

Massene skal framstilles i blandeverk som gir et homogent produkt og hvor de tillatte toleransegrenser kan overholdes. Blandeverket skal ha tilstrekkelig kapasitet i forhold til arbeidets størrelse.



### c. Klargjøring av vegbanen for asfaltering

Bærelaget skal bygges etter gjeldende bestemmelser. Minimumskrav til bæreevne i underlaget framgår av figur 15 s. 129, og krav til jevnhet av figur 17 s. 130.

Ved bærelag av mekanisk stabil grus eller pukk skal alt nedslitt og telefarlig eller forurenset materiale høvles vekk. Overflaten skal være preparert slik at den er fast og uten nevneverdig overskudd av løse materialer, og heller ikke så finkornig og tett at dekket glir under valsingen.

Ved eksisterende faste dekker kan forarbeidene være fjerning av masser (massetskiftning), reduksjon av dekketykkelsen (bortfresing) eller oppretting.

Et bituminøst dekke som legges på et fast dekke, skal klebes til underlaget med et godkjent klebemiddel, f.eks. bitumenløsning eller emulsjon. Brukes bitumenløsning, skal denne, hvor intet annet er avtalt, være tilsatt amin.

Klebmiddelet skal påføres så tynt som mulig, vanligvis i en mengde av ca. 0,2 kg/m<sup>2</sup> BL 45 R eller ca. 0,3 kg/m<sup>2</sup> 50% emulsjon. På tett underlag skal det brukes noe mindre, på åpent og magert underlag noe mere klebemiddel.

### d. Transport og utlegging av ferdig blandede masser

De ferdigblandede masser kan transporteres til utleggerstedet med bil eller båt som har tette og rengjorte lasteplan/lasterom. Massen tildekkes under transport og skal på utleggerstedet ha en temperatur som foreskrevet i de respektive pkt.

Utlegging skal skje med utleggermaskin hvor dette er mulig. Eventuell håndlegging må utføres omhyggelig. Utleggingen skal utføres på en slik måte at separasjon av massen unngås mest mulig. Konsentrasjon av grove materialer eller fete flekker skal ikke forekomme.

Utleggermaskinen skal kjøres med jevn hastighet slik at unødig stopp unngås.

Det skal sørges for rette kanter, f.eks. ved strekking av snor. Ved dekker som legges i to eller flere lag skal skjøtene, hvis mulig, forskyves

## KAPITTEL 6

slik at de ikke kommer rett over hverandre. Hvor mulig, skal dekket legges ferdig i hele vegens bredde hver dag.

Skjøter i slitelag skal alltid klebes med egnet bituminøst bindemiddel og om nødvendig først rengjøres omhyggelig.

Om legging ved lavere temperaturer, enn + 5°C se kap. 85.3 (1). I vedvarende sterkt regn skal all legging innstilles.

Overalt hvor det er skulder utenfor kjørebaneanten, skal samtidig legges skråkant som komprimeres. Skråningen skal normalt helle 1:5, men dette er avhengig av de stedlige forhold.

Dekket skal umiddelbart etter utleggingen vales slik at hulromprosenten målt i det ferdige dekke tilfredsstiller kravene for hver enkelt dekketype. Det kan anvendes glattvalser (statiske valser og vibrasjonsvalser) og/eller gummihjulvalser.

### e. Etterarbeider

Mindre skader, sår, steinreir, sprekker eller åpne skjøter i det ferdige dekket, som er oppstått ved utlegging, kan utbedres ved forsegling.

Slitelag av Topeka skal avstrøes med asfaltert finpukk som vales ned i dekket. Dette gjelder også slitelag av asfaltbetong som skal kunne trafikkeres med større hastigheter. Andre slitelag skal også avstrøes dersom overflaten er blitt blank og fet.

Slik avstrøing skal skje maskinelt mens dekket er varmt etter utleggingen, slik at finpukken får tilstrekkelig feste ved nedvalsingen. Finpukken spres jevnt, uten roser, med mekanisk spreder eller til nød for hånd. For å oppnå jevn utspreddning av pukken, må innbyrdes klebing av steinene unngås. Pukksorteringen er avhengig av steinnholdet i massen. Pukken skal tilfredsstille de samme krav og helst være av samme type som steinmaterialene i grunnmassen, og tilsettes 0,7–1,5% bindemiddel B 60–B 85 og eventuelt 0,5–1,5% filler.

Pukkforbruket avhenger av steinstørrelsen og er vanligvis 2–6 kg/m<sup>2</sup> utspredd i én omgang. Overskytende finpukk skal fjernes.

Etterbehandling av vegdekket for bedring av de lystekniske egenskaper gjøres ved overflatebehandling av kjørebanen for ÅDT < 3000 og ved overflatebehandling av skulderen for ÅDT > 3000.

## f. Krav til det ferdige dekket

Dekket skal ha et ensartet utseende. Det skal være fritt for sprekker, valsespor, fordypninger, hull eller typisk åpne eller overfete partier. Langs- eller tverrgående svanker eller valker skal ikke forekomme. Alle lag skal ha jevnt tverrfall.

Krav til jevnhet framgår av figur 9. Om måling av jevnhet se «Feltundersøkelse» (4).

Toleranse for  Overflate av:	Jevnhet (3 m lang rettholt), mm				Avvik i teoretisk forbruk, $\text{kg/m}^2$ *)
	På langs		I tverrprofil		
	Vegklasse				
	IId-III	Ia-IIc	IId-III	Ia-IIc	
Slitelag	6	4	8	6	$\pm 15$
Bindlag	8	6	10	8	$\pm 15$

\* Hvis steinmaterialets densitet  $\rho_s$  avviker fra  $2,65 \text{ kg/dm}^3$  med mer enn 0,1, korrigeres for dette.

$$\left(15 \cdot \frac{\text{steinmaterialets densitet } \rho_s \text{ kg/m}^2}{2,65}\right)$$

Figur 9. Krav til jevnhet og masseforbruk.

Forbruk ( $\text{kg/m}^2$ ) skal være som fastsatt i avtaledokumentet.

Tykkelsen av slitelag eller bindlag skal ikke på noe enkelt punkt avvike mer enn  $\pm 15 \text{ kg/m}^2$  hvis underlaget (opprettingen):

- tilfredsstillt kravene i figur 17 s. 130
- er utført i henhold til fastsatt lengdeprofil (utsatte høyder)
- er utført etter spesiell avtale med byggherren om tilstrekkelig forbruk av opprettingsmasse.

For asfalterte bærelag er kravet – under de samme forutsetninger + 30 til  $\div 40 \text{ kg/m}^2$ . Se også kap. 86.2 (1).

Skjøter skal være omhyggelig utført. Det tillattes ikke fordypninger eller åpne partier hvor det kan bli stående vann. Skjøtene skal overalt være tette, jevne og uten sprekker.

### 3. SPESIELLE BESTEMMELSER FOR DEKKER AV VERKBLANDEDE MASSER

#### a. Topeka (Top)

Topeka brukes som slitelag på veger og gater med særlig stor trafikk, se pkt. 1 s. 214. Den kan vise tegn på innstabilitet ved tung, langsomtgående trafikk og på områder med sterk oppbremsing etc. For generelle bestemmelser se pkt. 2 s. 228.

Topeka er en ensartet blanding av tørket, oppvarmet steinmateriale og oppvarmet bitumen. Steinmaterialet består av filler, finsand og/eller steinmel samt pukkk, vanligvis standardsortering 4–8, 8–11,2, 11,2–16 og 16–22 mm eller kombinasjoner av disse. I benevnelsen for Topeka inngår øvre nominelle kornstørrelse og det prosentvise pukkinnhold f.eks. Topeka 16–40. I Topeka skal kornkurven vanligvis ha et tydelig partikkelsprang. I Topeka anvendes høyt bindemiddelinhold av B 40–B 60 eller B 85 eventuelt i kombinasjon med naturasfalt. I tilfeller der det ønskes forbedrede stabilitetsegenskaper kan det brukes spesielle typer med høy penetrasjonsindeks. Dette skal avtales spesielt i hvert enkelt tilfelle.

Bindemiddelmengde, målt i masseprosent av totalvekten av den ferdige blanding, skal ligge innenfor følgende grenseverdier:

Topeka	22	16	11	Sandasfalt
%	6,4–7,0	6,8–7,4	7,2–7,8	9,5–10

Fig. 10. Grenseverdier for bindemiddelinhold.

Det skal benyttes steinmateriale av klasse 2.

Finfraksjonen av steinmaterialet (< 2 mm) skal bestå av fin sand, eller steinmel, eller blandinger av disse.

Finfraksjonen, eksklusive filler, skal ligge innenfor grenseverdiene i tabellen nedenfor.

ISO – sikt	Rest i masseprosent
4 mm	0
2 mm	0 – 12
1 mm	5 – 25
500 µm	12 – 45
250 µm	40 – 80
125 µm	72 – 92
75 µm	95 – 100

Sammensetningen av Topeka skal ligge innenfor de verdier som er angitt i figur 10 (bindemiddel) og figur 11 (korngradering). Steinfraksjonene er regnet i masseprosent av steinmaterialet og bindemiddelet i masseprosent av total blanding:

Rest i masseprosent				
ISO – sikt	Sandasfalt	Top 11 (mørtelrik)	Top 16	Top 22
26,5 mm				0
22,4 mm			0	0 – 15
16 mm		0	0 – 15	25 – 40
11,2 mm		0 – 15	40 – 50	42 – 55
8 mm		40 – 50	44 – 55	45 – 55
4 mm	0	44 – 52	44 – 55	45 – 55
2 mm	0 – 10	45 – 55	45 – 57	45 – 59
1 mm	4 – 21	47 – 59	47 – 61	47 – 63
500 µm	10 – 38	49 – 64	51 – 67	50 – 69
250 µm	34 – 69	59 – 75	61 – 79	61 – 80
125 µm	61 – 80	70 – 79	74 – 84	74 – 84
75 µm	81 – 88	77 – 83	83 – 88	83 – 88

Figur 11. Korngradering for Topeka.

Bindemiddelmengde og korngradering i det ferdige dekke skal være i overensstemmelse med arbeidsresepten innenfor grensene i figur 12 og 13.

Dekker med øvre nominelle kornstørrelse	Tillatte avvik, masseprosent			
	Enkelt prøver	Middel av		
		2 prøver	5 prøver	10 prøver
Større enn 16 mm	± 0,6	± 0,45	± 0,3	± 0,2
Mindre eller lik 16 mm	± 0,4	± 0,3	± 0,2	± 0,15

Figur 12. Tillatte avvik – bindemiddel.

Korngradering	Tillatte avvik, masseprosent			
	Enkelt-prøver	Middel av		
		2 prøver	5 prøver	10 prøver
På sikt 2 mm eller grovere	± 6	± 5	± 4	± 3
På sikt 1 mm	± 4	± 3,5	± 3	± 2,5
På sikt 500 µm	± 4	± 3,5	± 3	± 2,5
På sikt 250 µm	± 4	± 3,5	± 3	± 2,5
På sikt 125 µm	± 3	± 2,5	± 2	± 1,7
På sikt 75 µm	± 2	± 1,7	± 1,4	± 1,2

Figur 13. Tillatte avvik – korngradering.

Variasjonene i forhold til kornkurven i arbeidsresepten skal fordele seg noenlunde likt på begge sider av denne.

Ved framstilling og utlegging skal følgende krav til temperaturen overholdes:

	Bindemiddel		
	B 40	B 60	B 85
Masse ved produksjon, max. °C	205	190	175
Anbefalt temperatur, °C	180	170	160
Masse ved utlegging, min. °C	165	155	145

Figur 14. Temperatur

Dekket skal valsas på en slik måte at hulrommet ligger innenfor følgende grenseverdier:

Enkeltprøver: 0,5–4,0%  
 Middell av 5 prøver: 0,7–3,5%  
 Middell av 10 prøver: 1,0–3,0%

Slitelag av Topeka skal avstrøes med asfaltert finpukk.

**b. Asfaltbetong (Ab)**

Tett gradert asfaltbetong brukes som slitelag og bindlag på veger og gater med sterk trafikk, og på trafikkområder med krav til høy stabilitet. Se pkt. 1 s. 214. Åpent gradert asfaltbetong brukes som slitelag bare i mer spesielle tilfeller, og som bindlag og tykke justeringer i tilfeller der det særlig ønskes et åpent, drenerende lag. For generelle bestemmelser se pkt. 2 s. 228.

Asfaltbetong er en ensartet blanding av tørket, oppvarmet steinmateriale, eventuelt med tilsetning av filler, og oppvarmet bitumen B 60–B 180 eller hardere. Til steinmateriale kan anvendes pukk, grus, sand, steinmel og filler.

Asfaltbetong kan settes sammen med tett eller åpen gradering og benevnes da tett henholdsvis åpen asfaltbetong. De respektive benevnelser for asfaltbetong med øvre nominelle kornstørrelse f.eks. 16 mm er: Ab 16 t og Ab 16 å.

Bindemiddelinholdet i asfaltbetong bestemmes ved hjelp av Marshall-metoden.

Som utgangspunkt ved fastsettelse av bindemiddelmengde kan anvendes prosenttallene i figur 15.

I slitelag og ettlagsdekke		
Massetype	ÅDT > 10 000	ÅDT < 10 000
Ab 4 t	6,5%	7,0%
Ab 8 t	6,2%	6,7%
Ab 11 t	5,9%	6,4%
Ab 16 t	5,7%	6,1%
Ab 22 t	5,5%	5,8%
Ab 8 å	5,5%	5,8%
Ab 12 å	5,4%	5,6%
Ab 16 å	5,3%	5,5%
I bindlag og justeringer		
Ab 4 å	5,6%	
Ab 8 å	5,3%	
Ab 11 å	5,2%	
Ab 16 å	4,9%	
Ab 22 å	4,7%	

Figur 15. Utgangspunkt for bestemmelse av bindemiddelmengde.

KAPITTEL 6

Tallene i figur 15 legges til grunn ved anbud hvis intet annet er avtalt, og bindemiddelmengden skal normalt ligge innenfor et område  $\pm 0,5\%$  fra tallene i figur 15.

Tallene er middeltall for høyeste og laveste bindemiddelinhold for de respektive typer. De er basert på en kornkurve midt mellom grensekurvene og parallell med disse, og et steinmateriale med  $\rho_s = 2,65$ .

Ved anvendelse av bitumen hardere enn B 85, skal bindemiddelmengden økes.

Det skal benyttes steinmateriale av klasse 3 eller bedre og min. 50% av materialene  $> 4$  mm bør være knust.

Der hvor slitelaget er utsatt for sterk slitasje skal steinmaterialer  $> 4$  mm være av klasse 2.

Korngradering, målt i masseprosent av de samlede steinmaterialer skal ligge innenfor grenseverdiene i figurene 16 og 17.

Kornkurven for asfaltbetong skal ha et jevnt forløp, men kan i visse tilfeller ha et partikkelsprang.

I slitelag skal pukkinholdet være:

I Ab 11 t minst 25%  $> 8$  mm

I Ab 16 t minst 28%  $> 11,2$  mm

I Ab 22 t minst 35%  $> 11,2$  mm

ISO-sikt	Rest i masseprosent				
	Ab 4 t	Ab 8 t	Ab 11 t	Ab 16 t	Ab 22 t
26,5 mm					0
22,4 mm				0	0-10
16 mm			0	0-15	5-30
11,2 mm		0	0-10	20-44	25-46
8 mm	0	0-10	19-41	34-55	39-58
4 mm	0-10	25-47	41-63	48-68	52-72
2 mm	32-45	45-62	53-75	57-77	60-79
1 mm	51-63	55-71	65-80	67-82	68-87
500 $\mu\text{m}$	65-74	67-78	72-84	74-87	76-81
250 $\mu\text{m}$	73-81	78-83	81-88	81-90	81-90
125 $\mu\text{m}$	81-86	84-89	86-91	86-92	86-92
75 $\mu\text{m}$	83-88	85-90	87-92	88-93	88-93
Ved anbud regnes følgende filler-mengde	12	12	10	9	8

Figur 16 Korngradering for asfaltbetong, tett gradering.



ISO-sikt	Rest i masseprosent				
	Ab 4 å	Ab 8 å	Ab 11 å	Ab 16 å	Ab 22 å
26,5 mm					0
22,4 mm				0	0-10
16 mm			0	0-30	8-40
11,2 mm		0	0-26	19-52	31-57
8 mm	0	0-32	13-42	38-63	43-67
4 mm	0-53	33-63	44-66	53-78	56-80
2 mm	50-70	56-78	61-79	65-87	68-89
1 mm	69-80	70-85	72-87	74-91	77-93
500 µm	76-86	76-88	79-90	79-93	82-94
250 µm	83-90	84-91	84-93	85-94	86-95
125 µm	87-92	88-93	89-94	89-95	91-96
75 µm	89-93	90-94	91-95	92-96	93-97

Figur 17. Korngradering for asfaltbetong, åpen gradering.

Materialet skal sammensettes slik at kornkurven mest mulig kommer til å ligge midt mellom figurenes grenseverdier.

Ved bruk av steinmateriale med dårlig vedheftning, f.eks. anorthositt, skal det settes amin til bindemidlet.

Asfaltbetongen skal oppfylle følgende krav målt med Marshallmetoden ifølge ASTM, se «Laboratorieundersøkelser» (2):

	Veg - gate		Flyplass
	Trafikkmengde		
	ÅDT > 10000	ÅDT < 10000	
Antall slag ved komprimering av prøvelegeme	75	50	75
Stabilitet, N (min.) veg	4000	3000	8000
Stabilitet, N (min.) gate	5500	4500	
Flyt, mm	1,5-4,0	1,5-4,6	2,4-3,6
Forholdet mellom stabilitet og flyt			
stivhet min. veg	1100	800	2200
stivhet min. gate	2150	1500	
Hulrom, teoretisk %:*)			
slitelag	2-4,5	1,5-4,5	2-5
bindlag	2-6	2-6	2-6
Bitumenfylt hulrom, %:			
slitelag	75-85	75-90	70-80
bindlag	65-85	75-85	65-80

\*) Hulromprosent i ferdig dekke, se fig. 22

Figur 18. Krav etter Marshallmetoden.

KAPITTEL 6

Bindemiddelmengde og korngradering i det ferdige dekket skal være i overensstemmelse med arbeidsresepten innenfor følgende tillatte grenser:

Dekker med øvre nominelle kornstørrelse	Tillatte avvik i masseprosent			
	Enkelt-prøver	Middel av		
		2 prøver	5 prøver	10 prøver
Større enn 16 mm	± 0,6	± 0,45	± 0,3	± 0,2
Mindre eller lik 16 mm	± 0,4	± 0,30	± 0,2	± 0,15

Figur 19. Tillatte avvik – bindemiddel.

Korngradering	Tillatte avvik, masseprosent			
	Enkelt-prøver	Middel av		
		2 prøver	5 prøver	10 prøver
På sikt 2 mm eller grovere	± 6	± 5	± 4	± 3
På sikt 1 mm	± 4	± 3,5	± 3	± 2,5
På sikt 500 µm	± 4	± 3,5	± 3	± 2,5
På sikt 250 µm	± 4	± 3,5	± 3	± 2,5
På sikt 125 µm	± 3	± 2,5	± 2	± 1,7
På sikt 75 µm	± 2	± 1,7	± 1,4	± 1,2

Figur 20. Tillatte avvik – korngradering.

Variasjonene i forhold til kornkurven i arbeidsresepten skal fordele seg noenlunde likt på begge sider av denne.

Ved framstilling og utlegging av asfaltbetong skal følgende krav til temperatur overholdes:

	Bindemiddel			
	B 40	B 60	B 85	B 180
Masse ved produksjon, max °C	205	190	175	160
Anbefalt temperatur, °C	180	170	160	150
Masse ved utlegging, min. °C	165	155	145	135

Figur 21. Temperatur.

Dekket skal umiddelbart etter utleggingen vales på en slik måte at hulromprosent og komprimeringsgrad ligger innenfor følgende grenseverdier. (For åpent gradert asfaltbetong gjelder kun kravet til komprimeringsgrad):

	60 < Tykkelse < 75 kg/m <sup>2</sup>				Tykkelse ≥ 75 kg/m <sup>2</sup>			
	Hulromprosent			Komprimeringsgrad min.‰	Hulromprosent			Komprimeringsgrad min.‰
	Enkeltprøve	Middel av			Enkeltprøve	Middel av		
5 pr.		10 pr.	5 pr.	10 pr.				
Slitelag på veg	2-7	2-6	2-5	95	2-5	2-4,5	2-4	98
Bindlag	2-8	2-7	2-6	95	2-7	2-6	2-5	98
Flyplass					2-5			98

Figur 22. Komprimeringskrav.

Ved «tykkelse» forstås den mengde i kg/m<sup>2</sup> som er foreskrevet i kontrakten. Dersom steinmaterialets  $\rho_s$  avviker mer enn 0,1 fra 2,65 må det tas hensyn til dette ved beregning av «tykkelsen». Komprimeringsgraden skal beregnes ut fra oppnådd og teoretisk (Marshall-) densitet  $\rho_d$ .

Slitelag av asfaltbetong som trafikkeres med større hastigheter, skal avstrøs med asfaltert finpukk.

### c. Asfaltgrusbetong (Agb)

Asfaltgrusbetong brukes som slitelag på vegger og gater med lett og middels trafikk og som bindlag og til dels som første slitelag på vegger, gater og andre trafikkerte områder hvor det også er tyngre trafikk. Se pkt. 1 s. 214. For generelle bestemmelser se pkt. 2 s. 228.

Det er to typer av asfaltgrusbetong Agb I og Agb II.

Agb I brukes som slitelag ved middel trafikk ( $1000 < \text{ÅDT} < 3000$ ) og som bindlag og tildels som første slitelag hvor det også er tyngre trafikk.

Agb II brukes som slitelag ved lett trafikk ( $\text{ÅDT} < 1000$ ) og som bindlag ( $\text{ÅDT} < 3000$ ).

Asfaltgrusbetong er en ensartet blanding av tørket, oppvarmet

## KAPITTEL 6

steinmateriale eventuelt med tilsetning av filler, og oppvarmet bitumen B 180 eller mykere. Asfaltgrusbetong skiller seg fra asfaltbetong ved at det stilles mindre strenge krav til steinmaterialets art og gradering, og at det brukes et mykere bindemiddel. Som steinmateriale kan brukes puk, grus, sand, steinmel og filler.

Benevnelsen for asfaltgrusbetong med øvre nominelle kornstørrelse f.eks. 16 mm er henholdsvis Agb I 16 og Agb II 16.

Bindemiddelmengde, målt i masseprosent av totalvekten av den ferdige blanding, skal ligge innenfor følgende grenseverdier:

Agb I	8	11	16	22
%	6,5–5,8	6,2–5,7	6,0–5,5	5,8–5,3
Ved anbud, %	6,2	5,9	5,7	5,5

Figur 23. Grenseverdier for bindemiddelinhold for Agb I

Ved bruk av steinmateriale med annen  $\rho_s$  enn 2,65 skal disse tall korrigeres.

Bindemiddelinholdet i Agb II bestemmes på grunnlag av stabilitetsprøver etter Marshallmetoden og skal oppfylle kravene i figur 24. Kravet til stabilitet gjelder ikke dersom det anvendes bitumenløsning som bindemiddel. Bindemiddelinholdet skal normalt ligge innenfor området 5,0%–6,5%. Av anbud skal det aktuelle bindemiddelinhold framgå.

Antall slag ved komprimering av prøvelegemet	75
Stabilitet min. N	3000
Hulrom, teoretisk %	2–6
Bitumentfylt hulrom min %	58

Figur 24. Krav etter Marshallmetoden.

For åpent graderte steinmaterialer hvor det er vanskelig å tilfredsstille kravet til teoretisk hulrom, kan følgende tiltak være aktuelle: Samsknusing, sikting og/eller vasking av steinmaterialet, tilsetning av mer filler eller øking av bindemiddelmengden.

Det skal benyttes steinmateriale klasse 4 eller bedre for Agb I og klasse 5 eller bedre for Agb II. Steinmaterialet i Agb I skal, hvor intet annet er avtalt, inneholde minst 20% knust, skarpkantet stein. Agb I skal ha korngradering som tilfredsstillende kravene i figur 25 og være mest mulig parallell med grensekurvene.

ISO-sikt	Rest i masseprosent			
	Agb 8	Agb 11	Agb 16	Agb 22
26,5 mm				0
22,4 mm			0	0-15
16 mm		0	0-15	10-34
11,2 mm	0	0-10	10-38	22-47
8 mm	0-10	12-34	22-48	32-56
4 mm	22-44	34-54	42-63	48-71
2 mm	42-60	51-66	56-73	60-81
1 mm	56-72	62-75	68-83	70-86
500 µm	67-80	72-83	76-88	78-91
250 µm	76-86	80-90	83-92	84-93
125 µm	83-90	86-93	88-95	90-95
75 µm	86-92	90-95	92-97	92-97
Ved anbud regnes følgende filler-mengde	11	8	6	5

Figur 25. Korngradering for asfaltgrusbetong. (Agb I).

Agb II skal ha en korngradering med minst 35% steinmateriale større enn 2 mm. Ved anbud regnes fillerinnholdet lik 4%.

Bindemiddelmengde og korngradering i det ferdige dekke skal være i overensstemmelse med arbeidsresepten innenfor følgende tillatte grenser:

Dekker med øvre nominelle kornstørrelser	Tillatte avvik i masseprosent			
	Enkelt-prøver	Middel av		
		2 prøver	5 prøver	10 prøver
Større enn 16 mm	± 0,6	± 0,45	± 0,3	± 0,2
Mindre eller lik 16 mm	± 0,4	± 0,3	± 0,2	± 0,15

Figur 26. Tillatte avvik – bindemiddel.

Korngradering	Tillatte avvik, masseprosent			
	Enkelt- prøver	Middel av		
		2 prøver	5 prøver	10 prøver
På sikt 2 mm eller grovere	± 10	± 8,5	± 7,5	± 6,5
På sikt 1 mm	± 7	± 6	± 5,5	± 5
På sikt 500 µm	± 7	± 6	± 5,5	± 5
På sikt 250 µm	± 7	± 6	± 5,5	± 5
På sikt 125 µm	± 4	± 3,5	± 3	± 2,5
På sikt 75 µm	± 2	± 1,7	± 1,4	± 1,2

Figur 27. Tillatte avvik – korngradering ved Agb I.

Tillatte avvik for korngraderinger for Agb II, se figur 31.

Variasjoner i forhold til kornkurven i arbeidsresepten skal fordele seg noenlunde likt på begge sider av denne.

Ved framstilling og utlegging av asfaltgrusbetong skal kravene i figur 28 overholdes:

	Bindemiddel				
	B 180	B 250	B 370	BL 4500 M	BL 1500 M
Masse ved produksjon, max °C	160	155	150	135	120
Anbefalt temperatur, °C	150	145	140	125	110
Masse ved utlegging, min °C	130	125	120	110	100

Figur 28. Temperaturer.

Disse temperaturer gjelder masse framstilt i konvensjonelle verk. For masser framstilt i trommelblandingsverk, gjelder andre temperaturer. Dekket skal umiddelbart etter utleggingen vales på en slik måte at hulromprosenten blir som angitt nedenunder:

	Agb I	Agb II
Enkeltprøve:	2–7%	2–8%
Middel av 5 prøver:	2–6%	2–7%
Middel av 10 prøver	2–5%	2–6%
Komprimeringsgrad, min		95%

Kravet betinger en tykkelse på minimum 60 kg/m<sup>2</sup> for dekker på fast underlag og minimum 75 kg/m<sup>2</sup> for dekker på grusunderlag. Med tykkelse menes i denne forbindelse teoretisk forbruk spesifisert i kontrakten.

#### **d. Asfaltert sand (As) og asfaltert grus (Ag)**

Asfaltert sand og asfaltert grus anvendes som bærelag. Se pkt. xx (Bærelagskapitlet, dimensjonering). Asfaltert sand har inntil 35% steinmateriale større enn 2 mm, asfaltert grus har minst 35% steinmateriale større enn 2 mm. For generelle bestemmelse se pkt. 12.

Asfaltert sand skal ikke brukes i øvre bærelag på veger og gater med ÅDT > 5000, med mindre stabilitet og flyteverdi tilfredsstiller kravene til asfaltert grus.

Hvor asfaltert grus blir liggende som foreløpig slitelag i lengre tid, må dekket gis en forsterkning slik at det blir tett og får større slitestyrke. Dette kan oppnås ved øket tilsetning av bindemiddel i massen, ved forsegling eller ved overflatebehandling.

Asfaltert sand og asfaltert grus er ensartede blandinger av tørket, oppvarmet steinmateriale, fin sand eller grus og oppvarmet bitumen B 60–B 180. I særlige tilfelle kan det anvendes bindemiddel av mykere kvalitet opp til B 370.

Bindemiddelmengden skal avpasses etter graderingen av steinmateriale. I anbud regnes, hvor intet annet er angitt, 5,0% bindemiddel for asfaltert sand og 4,5% bindemiddel for asfaltert grus.

Det skal benyttes steinmateriale av klasse 5 eller bedre. Hvor asfaltert grus anvendes på veger og gater med ÅDT > 5000, skal det benyttes steinmateriale av klasse 4 eller bedre.

Øvre nominelle kornstørrelse skal ikke overstige 32 mm. Ved Marshall-prøving frasiktes materiale over 22,4 mm.

Bindemiddelmengden og graderingen skal fastsettes på grunnlag av stabilitetsprøver etter Marshallmetoden og oppfylle kravene i figur 29.

KAPITTEL 6

	As	Ag*
Antall slag	75	75
Stabilitet (min.) N Øverste lag i bærelaget Øvrige lag i bærelaget	3000**	3000 2000
Flyt, mm	1-4,5	1-4,5
Hulrom, teoretisk % Øverste lag i bærelaget Øvrige lag i bærelaget	2-16 2-16	2- 8 2-12
Forholdet mellom stabilitet og flyt stivhet (min.)	øverste lag øvrige lag 800	800 600

\* For Ag med øvre nominelle steinstørrelse  $\leq 11,2$  mm gjelder samme krav som for As.

\*\* Gjelder prøving ved 40°C.

Figur 29. Krav etter Marshall-metoden.

Ved proporsjonering av masser med øvre nominelle kornstørrelse over 22,4 mm må det tas spesielt hensyn til at bindemiddelinholdet bestemmes etter «Laboratorieundersøkelser» (2).

Bindemiddelmengde og korngradering skal være som angitt i arbeidsresepten og ligge innenfor følgende tillatte grenser:

Dekker med øvre nominelle kornstørrelse	Tillatte avvik i masseprosent			
	Enkelt-prøver	Middel av		
		2 prøver	5 prøver	10 prøver
Større enn 16 mm	$\pm 0,6$	$\pm 0,45$	$\pm 0,4$	$\pm 0,3$
Mindre eller lik 16 mm	$\pm 0,4$	$\pm 0,3$	$\pm 0,2$	$\pm 0,15$

Figur 30. Tillatte avvik – bindemiddel.

Korngradering	Tillatte avvik i masseprosent			
	Enkelt-prøver	Middel av		
		2 prøver	5 prøver	10 prøver
På sikt 2 mm eller grovere	$\pm 15$	$\pm 12,5$	$\pm 11,0$	$\pm 9,5$
På sikt 250 $\mu\text{m}$ eller grovere	$\pm 10$	$\pm 9,0$	$\pm 8,0$	$\pm 7,0$
På sikt 125 $\mu\text{m}$	$\pm 6$	$\pm 5,5$	$\pm 4,5$	$\pm 4,0$
På sikt 75 $\mu\text{m}$	$\pm 3$	$\pm 2,5$	$\pm 2,1$	$\pm 1,8$

Figur 31. Tillatte avvik – korngradering



Ved framstilling og utlegging av asfaltert sand og asfaltert grus skal følgende krav til temperatur overholdes:

	Bindemiddel		
	B 60	B 85	B 180
Masse ved produksjon, max °C	180	170	160
(Anbefalt temperatur, °C	170	160	150)
Masse ved utlegging, min. °C	155	145	135

Figur 32. Temperaturer.

Disse temperaturer gjelder masse framstilt i konvensjonelle verk. For masser framstilt i trommelblandingsverk gjelder andre temperaturer.

Utleggermaskin forutsettes brukt hvis ikke annet er fastsatt i avtaledokumentet. Legges asfaltert sand eller asfaltert grus ved lav temperatur målt i bakkenivå, dog ikke under  $-3^{\circ}\text{C}$ , bør lagtykkelsen ikke være under 6 cm.

Ved legging i flere lag skal det vanligvis klebes mellom de enkelte lag. Gjennomgående skjøter bør unngås.

Massen skal umiddelbart etter utleggingen vales på en slik måte at dekket ferdig komprimert oppfyller kravene i figur 33.

Krav til	Hulromprosent			Kompri- merings grad minimum, %	Bitumen- fylt hulrom minimum, %
	Enkelt- prøve	Middel av			
		5 pr.	10 pr.		
Dekketype $\geq 60 \text{ kg/m}^2$					
As	2-16	2-14	2-12	95	45
Ag øverste lag i bærelaget	2-10	2- 9	2- 8	95	45
Ag øvrige lag	2-14	2-12	2-10	95	45

Figur 33. Hulromkrav.

#### e. Asfaltert puk (Ap)

Asfaltert puk anvendes som bærelag og til forsterkning av gamle faste dekker.

Asfaltert pukk er en ensartet blanding av tørket, oppvarmet steinmateriale hvor den overveiende del er pukk (stein > 4 mm) og oppvarmet bitumen B 85– B 370.

For å gi det ferdige bærelag av asfaltert pukk bedre stabilitet skal pukken tilsettes 10–25% steinmateriale under 4 mm. Bindemiddelinholdet må da økes tilsvarende.

Korngraderingen inngår i benevnelsen ved angivelse av øvre grense i mm for den standard fraksjon som skal benyttes.

Dersom spesielle forhold skulle tilsi det kan andre fraksjoner komme til anvendelse, men forholdet mellom øvre og nedre grense i anvendt pukkfraksjon skal ikke overstige 3,0.

Det skal benyttes steinmateriale av klasse 4 eller bedre. Hvor asfaltert pukk anvendes på veger og gater med ÅDT > 15000 skal det benyttes steinmaterialer av klasse 3 eller bedre.

Det kan anvendes pukk med øvre nominelle størrelse opp til 2/5 av dekkets tykkelse.

Ved bruk av pukk som inneholder overveiende sure mineraler og når myk bitumen (B 180) anvendes, skal klebeevnen forbedres.

Steinmaterialene skal tilføres blandeverket på en slik måte at det ferdige materialet får en ensartet sammensetning og tilfredsstillende foreskrevne krav.

Bindemiddelmengden skal være i overensstemmelse med arbeidsresepten innenfor følgende grenser:

- Bindemiddelmengde i enkeltprøve:  $\pm 0,5\%$
- Bindemiddelmengde middelvei i en prøveserie på 2 prøver:  $\pm 0,45\%$
- Bindemiddelmengde middelvei i en prøveserie på 5 prøver:  $\pm 0,4\%$
- Bindemiddelmengde middelvei i en prøveserie på 10 prøver:  $\pm 0,3\%$

For korngradering gjelder tillatte avvik som vist i figur 34.

Korngradering	Tillatte avvik i masseprosent			
	Enkeltprøver	Middel av		
		2 prøver	5 prøver	10 prøver
På sikt $\geq 8,0$ mm	$\pm 10\%$	$\pm 8,5$	$\pm 7,5$	$\pm 6,5$
På sikt 125 $\mu\text{m}$	$\pm 6\%$	$\pm 5,0$	$\pm 4,0$	$\pm 3,0$
På sikt 75 $\mu$	$\pm 2\%$	$\pm 1,7$	$- 1,4$	$\pm 1,2$

Figur 34. Tillatte avvik – korngradering.

Ved framstilling og utlegging av asfaltert pukk skal følgende krav til temperatur overholdes:

	Bindemiddel	
	B 85	B 370
Masse ved produksjon, max °C	140	120
Anbefalt temp., °C	130	110
Masse ved utlegging, min °C	120	90

Figur 35. Temperaturer.

Utleggermaskin forutsettes brukt hvis ikke annet er fastsatt i avtaledokumentet .

Asfaltert pukk skal snarest mulig etter utlegging valses til det ikke blir spor etter valsen.

#### f. Asfaltløsningsgrus (Alg) og oljegrus (Og)

Asfaltløsningsgrus kan brukes som slitelag på veger med ÅDT < 2000, se pkt. 1 s. 214.

Oljegrus kan bruke som slitelag på veger med ÅDT < 1000, se pkt. 1 s. 214. Asfaltløsningsgrus og oljegrus legges vanligvis i ett lag og vanlig forbruk er 90 kg/m<sup>2</sup>.

Asfaltløsningsgrus/oljegrus er en blanding av naturfuktig eller delvis tørket sams knust grus og oppvarmet bitumenløsning tilsatt amin.

Grusen må ha forholdsvis stort innhold av materiale større enn 4 mm og lite innhold av filler.

*For asfaltløsningsgrus gjelder:*

Som bindemiddel brukes vanligvis bitumenløsning BL 1500 M. I tilfeller der det er dårlige avdampningsforhold, tungtrafikk, eller det av andre grunner ønskes et stivt dekke, brukes BL 1500 R.

Bindemiddelmengden målt i masseprosent av totalvekten av den ferdige blandingen skal være 4,2–4,7% beregnet på steinmateriale med  $\rho_s$  på 2,65 og beregnet på grunnlag av tørr asfaltløsningsgrus. Ved bruk av steinmateriale med annen  $\rho_s$  skal justering av bindemiddelmengden foretas. Bindemiddelmengden bør imidlertid være optimal i henhold til den

KAPITTEL 6

steinmaterialekvalitet som anvendes. Ved  $\rho_s$  på 2,65 brukes vanligvis 4,5% bindemiddel. I de 3 nordligste fylker bør bindemiddelmengden være 4,7% når  $\rho_s$  er 2,65.

Dersom grusen har stort vanninnhold er det nødvendig å sette ned bindemiddelprosenten. På vegger med ÅDT < 1000 kan man benytte bindemiddelmengde ned til 4,0%.

*For oljegrus gjelder:*

Som bindemiddel brukes VO 550 eller VO 300. Med VO 550 oppnås et mer stabilt (stivere) dekke, men dette dekket lar seg vanskelig rive med vanlig riveutstyr.

Bindemiddelmengden målt i masseprosent av totalvekten av den ferdige blanding skal være 3,3–3,6% beregnet på et steinmateriale med  $\rho_s = 2,65$  og beregnet på grunnlag av tørr oljegrus. Ved bruk av steinmateriale med annen  $\rho_s$  skal det foretas justering av bindemiddelmengden.

*For asfaltløsningsgrus gjelder:*

På vegger med ÅDT < 1000 brukes steinmaterialer av klasse 3 eller bedre, for ÅDT 1000–2000 brukes klasse 2.

*For oljegrus gjelder:*

På vegger med ÅDT < 400 brukes klasse 3 eller bedre, for ÅDT 400–1000 brukes klasse 2.

Grusen skal ikke ha nevneverdig belegg av salter, finstoff, leire eller annet fast belegg.

ISO-sikt	16 mm	11,2 mm	8 mm	4 mm	2 mm	1 mm	500 µm	250 µm	125 µm	75 µm
Øvre grense	–	5	18	42	59	71	81	89	93	95
Nedre grense	14	34	46	66	79	87	92	96	98	99

Figur 36. Korngradering for asfaltløsningsgrus og oljegrus.

Den øvre nominelle kornstørrelse skal vanligvis være 16 mm, og grade-  
ringen skal da ligge innenfor grenseverdiene på figur 36.

Kornkurven bør gå mest mulig parallelt med grensekurvene.

Grusen skal inneholde høyst 3% vann for Alg, resp. 4% for Og.

Det skal brukes et aktivt amin av godkjent type, se s. 226. For framstil-  
ling av asfaltløsningsgrus og oljegrus er det ikke nødvendig å fraksjonere  
steinmaterialene.

Bindemiddelinhold, aminmengde og korngraderingen i det ferdige dekke  
skal være i overensstemmelse med arbeidsresepten innenfor følgende  
grenser:

- Bindemiddelmengde i enkeltprøver:  $\pm 0,4\%$
- Bindemiddelmengde i middel av 2 prøver:  $\pm 0,3\%$
- Bindemiddelmengde, middelverdi i en prøveserie på 5 prøver:  $\pm 0,2\%$
- Bindemiddelmengde, middelverdi i en prøveserie på 10 prøver:  $\pm 0,15\%$
- Amintilsetningen skal ikke variere mere enn  $\pm 0,1\%$ , regnet av binde-  
middelmengden

For korngraderingen gjelder tillatte avvik som angitt i figur 37.

Korngradering	Tillatte avvik i masseprosent			
	Enkelt- prøver	Middel av		
		2 prøver	5 prøver	10 prøver
På sikt 2 mm eller grovere	$\pm 10$	$\pm 8,5$	$\pm 7,5$	$\pm 6,5$
På sikt 250 $\mu\text{m}$ eller grovere	$\pm 7$	$\pm 6,0$	$\pm 5,5$	$\pm 5,0$
På sikt 125 $\mu\text{m}$	$\pm 4$	$\pm 3,5$	$\pm 3,0$	$\pm 2,5$
På sikt 75 $\mu\text{m}$	$\pm 2$	$\pm 1,7$	$\pm 1,4$	$\pm 1,2$

Figur 37. Tillatte avvik – korngradering.

Grusen kan tilføres uten forutgående oppvarming. Bitumenløsningen  
skal ha en temperatur mellom 85 og 125°C og skal holdes konstant  
innenfor  $\pm 5^\circ\text{C}$ . Vegoljen skal ha en temperatur mellom 80 og 100 °C og  
skal holdes konstant innenfor  $\pm 5^\circ\text{C}$ .

Utlekking foretas fortrinnsvis med utleggermaskin. Utlekking av slite-  
lag skal ikke skje så sent på året at dekket ikke får tørket opp. For Alg må

## KAPITTEL 6

en viss del av løsningsmidlet i bitumenløsningen være fordampet før vinteren.

Utlegging bør ikke skje i regnvær, men kan foregå i svakt regn dersom dekket blir raskt komprimert. Etter utlegging av slitelag i fuktig vær, skal oljegrus med VO 300 om nødvendig rives og luftes ved første anledning.

Dekket komprimeres med 6–10 tonns glattvalse eller gummihjulsvalse. Dersom gummihjulsvalse brukes må dekket etterkomprimeres med glattvalse for å unngå spordannelser.

Riving av nylagte dekker gjøres for å lette avdampning av vann og løsningsmiddel i oljen, for å rette opp eventuelle ujevnheter og for å fjerne ansamlinger av mørtel i overflaten og anrike dens innhold av pukk. Et dekke med tilfredsstillende overflatestruktur og jevnhet skal ikke rives.

Oljegrus med VO 550 vil ikke la seg rive med mindre værforholdene er gunstige.

Riving skal sløyfes hvis lufttemperaturen er under 15°C, hvis været er fuktig, eller hvis dekket er tilstrekkelig jevnt og overskuddsvæskene har fordampet uten riving, slik at det ikke er fare for blødning.

### **g. Støpeasfalt (Sta)**

Støpeasfalt kan brukes som vannrett slitelag på bruer og på gater, veger og plasser med særlig stor trafikk, se pkt. 1 s. 214. Den kan også nyttes til sporfylling og til alle typer av isolasjons- og beskyttelseslag. For generelle bestemmelser se pkt. 2 s. 228.

Støpeasfalt er en ensartet blanding av tørket, oppvarmet steinmateriale med høyt fillerinnhold, og oppvarmet bindemiddel B 85 eller hardere. Foruten filler består steinmaterialet av sand eller sand og steinmel samt pukk i standardsorteringene 4–8, 8–11,2, 11,2–16 og 16–22,4 mm, eller kombinasjoner av disse. Kornkurven kan ha et tydelig partikkelsprang.

Graderingen av steinmaterialet og innhold av bindemiddel skal velges på en slik måte at det oppnås en hulromfri og smidig masse som kan legges ut ved en temperatur mellom 190 og 230°C, og som i avkjølt tilstand har en nærmere angitt hardhet målt ved stempelinntrykk.

Den øvre nominelle kornstørrelsen i støpeasfalten inngår i benevnelsen. Med en øvre nominell kornstørrelse på f.eks. 16 mm blir benevnelsen Sta 16.

Støpeasfaltmastiks er en finkornet støpeasfalt med øvre nominelle kornstørrelse 2 mm og høyt bindemiddelinhold.

Bindemiddelmengden målt i masseprosent av totalvekten av den ferdige blanding framgår av følgende:

Støpeasfalt	2	4	8	11	16
Bindemiddelinhold %	9-13	7-9	6,8-8,8	6,6-8,6	6,4-8,4
Ved anbud regnes med %	11	8	7,8	7,6	7,4

Figur 38. Bindemiddelinhold.

Tallene er basert på en korngradering i h.t. figur 39 og et steinmateriale med  $\rho_s = 2,65$ . Andre kornkurver og annen  $\rho_s$  krever et annet bindemiddelinhold.

Det skal benyttes steinmaterialer av klasse 2.

Finfraksjonen av steinmaterialene (< 4 mm) skal – ekskl. filler – bestå av sand eller steinmel, eller en blanding av disse.

Kornkurvens grenseverdier framgår av figur 39.

ISO-sikt	Rest i masseprosent				
	(mastiks)	Sta 4	Sta 8	Sta 11	Sta 16
26,5 mm	–	–	–	–	–
22,4 mm	–	–	–	–	0
16 mm	–	–	–	0	0-15
11,2 mm	–	–	0	0-15	20-44
8 mm	–	0	0-15	20-40	28-49
4 mm	0	0-15	20-40	30-50	37-57
2 mm	0-15	24-44	33-53	38-58	41-61
1 mm	15-47	39-57	44-60	44-62	46-64
500 $\mu\text{m}$	20-58	47-63	51-67	51-67	51-68
250 $\mu\text{m}$	25-64	55-69	59-73	58-72	58-72
125 $\mu\text{m}$	35-70	60-72	64-76	64-76	64-76
75 $\mu\text{m}$	50-72	66-76	68-78	70-80	70-80
Ved anbud regnes følgende filler-mengde	32	29	27	25	25

Figur 39. Grenseverdier for støpeasfalt.

KAPITTEL 6

Materialet for støpeasfalt skal sammensettes slik at kornkurven får et jevnt forløp og mest mulig kommer til å ligge midt mellom figurens grenseverdier, det siste gjelder ikke for mastiks. Kornkurven kan i visse tilfeller ha et partikkelsprang.

Massen må settes sammen på en slik måte at hardhet målt ved stempelinntrykk på en uttatt prøve ligger innenfor grenseverdiene i figur 40.

	Stempelinntrykk, mm
Langsomtgående trafikk	1–3
Tung og middels tung trafikk	1–6
Lett trafikk, gang- og sykkelveger, fortau	< 10
Støpeasfalt mastiks	< 15

Figur 40. Krav til hardhet.

Steinmaterialene skal, enten på forhånd eller ved tilfredsstillende sikteanlegg på blandeverket, oppdeles i så mange fraksjoner at blandingen får ensartet sammensetning.

Bindemiddelmengde og korngradering i det ferdige dekke skal være i overensstemmelse med arbeidsresepten innenfor følgende tillatte grenser:

Dekker med øvre nominelle kornstørrelse:	Tillatte avvik i masseprosent			
	Enkeltprøver	Middel av		
		2 prøver	5 prøver	10 prøver
Større enn 16 mm	± 0,6	± 0,45	± 0,3	± 0,2
Mindre eller lik 16 mm	± 0,4	± 0,3	± 0,2	± 0,15

Figur 41. Tillatte avvik-bindemiddel



Korngradering	Tillatte avvik i masseprosent			
	Enkelt- prøver	Middel av		
		2 prøver	5 prøver	10 prøver
På sikt 2 mm eller grovere	± 6,0	± 5,0	± 4,0	± 3,0
På sikt 250 µm eller grovere	± 4,0	± 3,5	± 3,0	± 2,5
På sikt 125 µm	± 3,0	± 2,5	± 2,0	± 1,7
På sikt 75 µm	± 2,0	± 1,7	± 1,4	± 1,2

Figur 42. Tillatte avvik-korngradering

Støpeasfaltmassen framstilles maskinelt i en smelter med røreverk eller i et vanlig asfaltverk med etterfølgende oppvarming i en smelter med røreverk. Tillatte temperaturer framgår av figur 43.

Massetype	Bindemiddel	Høyeste binde- middeltemp. i beholder, °C	Massetemp. ved framstilling og utlegging, °C
Støpeasf.	B 25	200	190-230
Støpeasf./mastiks	B 40	190	190-230
»	B 60	180	190-230
Mastiks	B 85	180	180-220

Figur 43. Temperaturer for bindemiddel og masse

Høyeste bindemiddeltemperatur ved lagring i beholder i over en uke og temperaturgrenser for massen ved framstilling og utlegging framgår av figur 43.

For å minske faren ved at steinmaterialene kan overopphete bindemiddelet under blandingen, skal filler tilføres blanderen før eller samtidig med bindemiddelet hvor dette er teknisk mulig.

All transport av massen skal skje med mobile smeltere med røreverk. Ved en total transport/ventetid på over 12 timer etter ferdig blanding, må massen kasseres.

Underlaget må være jevnt, uten hull og fri for forurensninger og fuktighet som kan utvikle damp og medføre blæredannelse i det ferdige dekket.

## KAPITTEL 6

Støpeasfalt bør ikke legges på underlag med større lengde- eller tverrfall enn 5% uten at spesielle tiltak iverksettes. Lufttemperaturen i bakkenivå må være over 0°C.

Slitelag av støpeasfalt bør ha en tykkelse på 3–5 cm avhengig av øvre nominelle kornstørrelse.

Slitelag av støpeasfalt bør legges ut maskinelt med en spesiell utleggermaskin hvor avstrykerplaten er påmontert utstyr for oppvarming og komprimering. På grunn av massens flytende konsistens er det særlig viktig at utleggermaskinen kjøres med jevn hastighet uten stopp.

Massens flytende konsistens ved utlegging gjør at komprimering normalt er unødvendig.

Slitelag av støpeasfalt avstrøs mens dekket ennå er varmt med asfaltert finpukk (2–8 kg/m<sup>2</sup>).

Etter utlegging skal dekket ha en jevn og ensartet overflate uten sår eller tegn til separasjon. Dekket skal være jevntykt og uten hulrom.

## 4. PENETRERT PUKK OG OVERFLATEBEHANDLING

### a. Penetrert pukk (Pp). (Penetrasjonsdekke)

Penetrert pukk er et pukklag avbundet i toppen med bituminøst binde-middel, og forkilet ved nedvalsing av ubehandlet eller asfaltert pukk eller avstrøing med verkblandet masse. Det må tettes med en overflatebehandling eller et dekke av verkblendede masser.

Penetrert pukk anvendes som bærelag i henhold til kap. 4 s. 114.

Penetrert pukk tykkere enn 10 cm skal utføres i to lag.

Det kan benyttes bitumen B 180 eller mykere, eller bitumenløsning f.eks. BL 1500 M eller BL 4500 M. Er temperaturen lavere enn 5°C, skal anvendes bitumenløsning.

Anvendes bitumenløsning, skal det tilsettes aktivt vedheftningsmiddel, 1,3% monoamin eller 0,8% diamin.

Bindemiddelmengden ved penetrering skal være avpasset etter dekketykkelsen og den type av materiale som brukes til forkiling etter følgende regler:

– Ved forkiling med ubehandlet steinmateriale:

Ved 5 cm tykkelse 3–4 kg/m<sup>2</sup>

Ved 7 cm tykkelse 4–5 kg/m<sup>2</sup>

Ved 10 cm tykkelse 5–6 kg/m<sup>2</sup>

– Ved forkiling med asfalterte materialer:

Ved 5 cm tykkelse 2,5–3,5 kg/m<sup>2</sup>

Ved 7 cm tykkelse 3,0–4,0 kg/m<sup>2</sup>

Ved 10 cm tykkelse 3,5–4,5 kg/m<sup>2</sup>

Bindemiddeltemperatur skal ved utspreiding ligge innenfor følgende grenser:

Bindemiddel	B 180	B 250	B 370	BL 4500	BL 1500
Utspredings- temperatur, °C	140–175	135–170	130–165	110–135	100–120

Figur 44. Utspredingstemperatur for penetrert pukk.

Til steinmateriale kan det anvendes pukk av klasse 5 eller bedre. Den skal være framstilt av sprengt fjell eller knust rundkamp med minst 2 knuste sideflater.

Øvre nominelle kornstørrelse skal være ca. 2/3 av dekkets tykkelse. Nedre nominelle kornstørrelse skal ikke være mindre enn 1/4 av dekkets tykkelse, og ikke mindre enn 16 mm.

Som forkilingspukk anvendes pukk av klasse 4 eller bedre. Det skal fortrinnsvis anvendes pukksortering 2 fraksjoner under sorteringen i pukk-laget, og maksimalt sprang mellom øvre og nedre grense skal være 8 mm. Dersom asfalterte materialer benyttes til forkiling, skal disse oppfylle de krav som er gitt under de respektive massetyper. Nødvendig mengde pukk til forkiling i l/m<sup>2</sup> vil vanligvis svare til pukkens største dimensjon angitt i mm.

Ved utførelse av penetrert pukk skal den del av vegbanen hvor det arbeides, holdes fri for trafikk. Snarest mulig etter at det penetrerte pukklag er ferdig forkilet og valset, skal trafikken settes på. Hvis dette ikke er mulig, skal overskudd av forkilingsmaterialet fjernes ved feiing før neste trinn i behandlingen.

Pukken legges ut i korrekt tykkelse med pukkspreader eller høvel. Valsing utføres ved minst fire overfarter, enten med vibrasjonsvalse min. 4 tonn eller med statisk vals min. 10 tonn.

## KAPITTEL 6

Spredning av bindemiddel skal fortrinnsvis utføres med sprederrampe tilkoblet tankbil og utstyrt med en doseringspumpe som gir konstant trykk under utspreidningen. Tanken skal være utstyrt med termometer, volummåler og en effektiv oppvarmingsanordning, som sikrer riktig temperatur.

Mengden utspreidt bindemiddel skal ikke på noe punkt på laget avvike fra det foreskrevne med mere enn  $\pm 15\%$ , bortsett fra overlapping i lengdeskjøter.

Forkiling av det penetrerte pukklag skal skje på følgende måte:

- Ved utspreidning av pukkk. Mengden av pukkk skal avpasses slik at hulrom i overflaten blir fylt uten at det blir liggende nevneverdig mengde løs stein etter valsingen.
- Ved utspreidning av ca.  $35 \text{ kg/m}^2$  asfaltert pukkk, Agb eller Ag.

Ved begge disse metoder skal forkilingsmaterialet spres ut jevnt over hele flaten med pukkspreder, og vales med minst 3 overfarer med valseutstyr som nevnt ovenfor.

Hvis det penetrerte pukklag umiddelbart skal påføres et lag verkbladet masse, kan forkiling sløyfes og eventuelt erstattes med ca.  $5 \text{ kg/m}^2$  asfaltert sand eller tilsvarende masse. Valsing av det avstrødde laget er ikke nødvendig hvor det ikke er oppstått spor. Utlegging av slitelag bør skje med beltegående maskin.

### **b. Overflatebehandling, enkel (Eo) og dobbel (Do)**

Overflatebehandling er et vegdekke hvor vegbanen først sprøytes med bindemiddel og deretter avstrøs med steinmaterialer.

Enkel og dobbel overflatebehandling kan brukes på vegger med ÅDT som angitt i pkt. A. Enkel overflatebehandling brukes kun på bituminøst underlag eller på underlag av sementbundne materialer, mens dobbel overflatebehandling også kan benyttes på grusunderlag.

Vegbanen skal være godt avrettet og justert til riktig tverrprofil og jevnhet. Hjulspor dypere enn 15 mm må ikke forekomme. Overflaten må være ren og støvfri.

Hvor underlaget er grus, skal alt nedslitt og telefarlig materiale høvles vekk og vegbanen komprimeres godt. Støvdemping med klorkalsium, sjøvann eller sulfittlut må ikke forekomme i den nærmeste tid før arbeidet utføres.

Hvor underlaget er fast dekke, må dette lappes og justeres med asfaltmasse, eller behandles med egnet bindemiddel og pukk slik at man får tilfredsstillende jevnhet. Avrettingsmassen skal være sammensatt slik at den absorberer tilnærmet samme mengde bindemiddel som dekket forøvrig og slik at overflatestrukturen blir mest mulig ensartet.

Bitumenløsning kan være av rasktherdende type (BL R) eller eventuelt middels herdende type (BL M), og skal være tilsatt aktivt vedheftningsmiddel. Vanlig forbruk er 1,3% monoamin eller 0,8% diamin.

Bindemiddeltemperaturer skal ved utspreddning ligge innenfor grenser som angitt i figur 56:

Bindemiddel	BL 4500	BL 1500
Utspreddningstemperatur	110–135	100–120

Figur 45. Utspreddningstemperatur for overflatebehandling.

I figur 46 er angitt den normale bindemiddelmengde i  $\text{kg/m}^2$  ved forskjellige steinstørrelser og på forskjellig underlag, under forutsetning av at det anvendes bitumenløsning BL 4500 M, BL 4500 R, BL 1500 M eller BL 1500 R.

	Standard sorteringer, mm			
	4–8	8–11,2	11,2–16	16–22,4
Enkel overflatebehandling eller 1. lag ved dobbel overflatebehandling. Tett underlag med bindemiddeloverskudd	0,8	1,2	1,5	1,7
Normalt underlag	0,9	1,4	1,7	1,9
Magert, åpent underlag med bindemiddelunderskudd/ grusunderlag	1,1	1,6	1,9	2,1
2. lag ved dobbel overflatebehandling	1,1	1,6	1,8	

Figur 46. Bindemiddelforbruk,  $\text{kg/m}^2$  (middels tung trafikk).

## KAPITTEL 6

Som bindemiddel kan også brukes hurtigbrytende emulsjon, og – ved temperaturer over 10°C – også bitumen av type B 180 – B 370. Brukes emulsjon skal bindemiddelinholdet økes med 15% i forhold til bitumenløsning.

I fuktig og kjølig klima økes bindemiddelmengden med 10–15%.

Ved stor trafikk og i sterke stigninger reduseres bindemiddelmengden med 10–15%.

Ved særlig lett trafikk og på skyggefulle partier kan bindemiddelmengden økes med 10–15%.

Ved behandling av ikke trafikkert område, f.eks. skulder, skal bindemiddelmengden økes med ca.50%.

Det skal benyttes steinmateriale av klasse 3 eller bedre. Steinmaterialet skal være fritt for belegg som kan redusere vedheftingen.

Ved enkel overflatebehandling nyttes sortering 4–8, 8–11 eller 11–16 mm. Ved dobbel overflatebehandling kan også sortering 16–22 mm benyttes i første lag. Spranget mellom graderingene i første og annet lag bør ikke være mer enn 2 standardsorteringer. (F.eks. 16–22 mm i første lag, 11–16 mm eller 8–11 mm i annet lag).

Det skal spres så meget steinmateriale at vegens overflate blir helt dekket, men ikke mer.

Vanligvis vil det medgå et antall kg stein pr. m<sup>2</sup> som svarer til steinens øvre nominelle kornstørrelse i mm +20%.

Overflatebehandlingen skal utføres i tørt vær. Inntreffer regn, skal arbeidet avbrytes. Temperaturen like over vegbanen skal være minimum 5°C ved bitumenløsning og bitumenemulsjon, og minimum 10°C ved bruk av bitumen. Det må ikke ha vært frost foregående natt. Overflatebehandling må ikke utføres ved høyere lufttemperatur enn 25°C.

Spredning av bindemiddelet skal, dersom intet annet er avtalt, utføres med sprederampe tilkoblet tankbil og utstyrt med en doseringspumpe som gir konstant trykk under utspredningen. Tanken skal være utstyrt med termometer, volum-måler og oppvarmingsanordning, som sikrer riktig temperatur.

Mengden utspredd bindemiddel skal ikke på noe punkt på dekket avvike fra det foreskrevne med mer enn ±15%.

Før arbeidet starter skal det foreligge skriftlig dokumentasjon om at spredetanken er undersøkt og kalibrert samme år, samt at den er utstyrt med avblending som sikrer full bindemiddelmengde inn mot midtskjøt.

Steinmaterialet skal spres umiddelbart etter utspredning av bindemiddelet og det skal brukes mekanisk spreder.

Umiddelbart etter utspredning av steinmaterialet følger valsingen. Denne skal fortsette inntil steinkornene overalt er godt trykket ned i bindemiddelet. Det skal fortrinnsvis brukes gummihjulsvalse.

Nyttes glattvalse må valsen ikke være så tung at steinmaterialet knuses under valsingen.

Det skal innføres hastighetsbegrensning, maks 40 km/h, i minst en uke. Ved ÅDT > 1500 skal trafikken, mens arbeidet pågår, ledes forbi arbeidsstedet av ledekjøretøy med maks. hastighet 30 km/h.

Overskuddstein bør med forsiktighet feies bort innen en ukes tid etter at overflatebehandlingen er utført.

Det ferdige dekket skal ha et ensartet utseende. Dekket skal ikke ha partier hvor steinmaterialet mangler og må heller ikke ha ujevnheter pga. overlapping i skjøter.

### **c. Overflatebehandling med grus, enkel (Eog) og dobbel (Dog)**

Overflatebehandling med grus adskiller seg fra vanlig overflatebehandling ved at det brukes grusmateriale til avstrøing. .

Overflatebehandling med grus brukes som foreløpig dekke og som lett slitedekke på tett, gradert underlag, se pkt. A s. xx.

Overflatebehandling med grus utføres i ett eller to lag. Anvendt som slitedekke anbefales to lag.

Vegbanen skal være fast, godt avrettet og justert til riktig tverrprofil og jevnhet. Nedslitt og telefarlig materiale skal høvles vekk. Støvdemping med klorkalsium, sjøvann eller sulfittlut må ikke forekomme i den nærreste tid før arbeidet utføres.

Er vegbanen særlig tett og finkornet, må det øverste lag rives opp med høvel i 0,5–1,0 cm dybde. Før overflatebehandlingen kan vegbanen være fuktig, men ikke vannmettet.

Det benyttes vanligvis bitumenløsning av type BL 1500 M. Ved lave temperaturer (under 5°C målt ved bakkenivå) eller hvor man av andre grunner ønsker en rask herdning, brukes BL 1500 R. Ved særlig høye temperaturer (over 20°C) anbefales å bruke BL 4500 M. Det kan også etter spesiell avtale benyttes andre bindemidler, f.eks. spesielemulsjon eller vegolje av type VO 550.

## KAPITTEL 6

Bitumenløsning skal være tilsatt aktivt vedheftingsmiddel, 0,8% diamin eller tilsvarende mengde annen amin. Tilsetningen skal skje umiddelbart før utspredningen og på en slik måte at vedheftingsmiddelet blir jevnt fordelt i bindemiddelet.

Bindemiddeltemperatur skal ved utspredningen ligge innenfor følgende grenser:

Bitumenløsning	BL 1500 R	BL 1500 M	BL 4500 M
Utspredningstemperatur, °C	100–120	100–120	110–135

Figur 47. Temperaturer.

Forbruket avhenger av underlagets tetthet, mengde og korngradering av utspredd steinmateriale:

	Standard sorteringer, mm	
	0–11,2	0–16
Enkel behandling	1,6–1,8	1,7–1,9
Dobbel behandling		
1. lag	1,5–1,6	1,6–1,8
2. lag	1,5–1,7	1,6–1,9

Figur 48. Bindemiddelforbruk, kg/m<sup>2</sup>.

Ved sterk trafikk brukes steinmateriale av klasse 3 eller bedre, ellers klasse 4 eller bedre.

Vanligvis brukes 0–16 eller 0–11,2 mm. Ved legging i to lag anbefales 0–16 mm i første lag og 0–11,2 mm i slitelag.

Innhold av stein større enn sikt 4 mm skal, hvor intet annet er avtalt, være over 35%. Høyst 10% skal passere sikt 75 µm.

Steinmateriale med kornkurve innenfor grensene i figur 49 vil være egnet til påstrøing. En åpen gradering gir vanligvis best resultat. Med finstoffinnhold opp mot øvre grense kan det oppstå problemer med utspredning.

Avstrøing med grus utføres med ca. 15–20 l/m<sup>2</sup>.



ISO-sikt	Rest i masseprosent
16 mm	0– 25
11,2 mm	0– 50
8 mm	10– 65
4 mm	34– 84
2 mm	49– 91
250 $\mu\text{m}$	78– 98
75 $\mu\text{m}$	90–100

Figur 49. Korngradering.

Overflatebehandling med grus utføres som en vanlig overflatehandling både når det gjelder spredning av bindemiddel og steinmateriale, og når det gjelder valsing (se pkt. b s. 258).

Ved overflatebehandling med grus er det viktig at det innføres hastighetsbegrensning (f.eks. max. 40 km/h) inntil grusoverskuddet er «kjørt bort» av trafikken.

Overflatebehandling med grus kan ha tendens til svetting eller bløtning én til to uker etter utførelsen, og må da etterbehandles ved tilføring av ny grus og eventuelt valsing.

#### d. Forsegling

Forsegling er aktuelt ved etterarbeide eller som forebyggende vedlikehold av porøst og åpent dekke.

Som bindemiddel brukes bitumenløsning eller bitumenemulsjon.

Trykkspreder skal anvendes. Hvor det gjelder små, lokale partier (steinreir) eller skjøter, kan kanne eller lignende brukes.

Som bindemiddel nyttes normalt bitumenløsning av type BL 45 R.

Det skal ikke brukes mere bindemiddel enn at porene blir fylt. Bindemiddelet skal spres jevnt, normalt forbruk er ca. 0,2–0,5 kg/m<sup>2</sup>.

Umiddelbart etter at bindemiddelet er utspredd, skal det strøes av med knust, tørr sand eller steinmel 0,5–2,0 mm, helst tørket ved minimum 105°C og asfaltert med 0,5–2 masseprosent bitumen.

Steinmaterialet skal spres slik at overflaten blir jevnt og godt dekket. Normalt forbruk er ca. 3–6 kg/m<sup>2</sup> (2–4 l/m<sup>2</sup>). Blir forseglingen glatt, avstrøes ytterligere med ren sand/steinmel. Overskudd av steinmaterialer skal fjernes.

## KAPITTEL 6

Ved forsegling med emulsjon nyttes vanligvis en langsomtbrytende bitumenemulsjon 60%. Normalt forbruk er ca. 0,3–0,6 kg/m<sup>2</sup>.

Ved slamforsegling, (f.eks. Slurry Seal) består massen av naturlige eller knuste steinmaterialer som tilslag, og med en bitumenemulsjon tilsatt stabilisator og eventuelt rent vann. Bindemiddelmengden varierer fra 7 til 16 prosent avhengig av steinstørrelsen. Vanlige sorteringer er 0–2, 0–4 og 0–8 mm.

Materialforbruket avhenger av steinstørrelsen og er ca. 4–12 kg/m<sup>2</sup>.

### 5. VEDLIKEHOLD AV BITUMINØSE DEKKER

Sporfylling kan brukes på hjulsporslitte asfaltdekker med tilfredsstillende bæreevne og lengdeprofil.

Alle typer av varmblendede masser kan brukes. (Se pkt. 3 s. 240.) Massetypen skal velges i henhold til trafikkmengde og forventet slitasje:

ÅDT > 6000	: Top 16, Ab 22 t, Ab 16 t eller Sta 16
6000 > ÅDT > 3000	: Ab 16 t eller Ab 22 t
3000 > ÅDT	: Ab 16 t eller Agb I 16

Det brukes infrarød oppvarmingsenhet for skånsom oppvarming av det gamle dekket. Førøvrig brukes bare ordinært maskinelt utstyr.

Oppvarmingen skal skje uten at åpen flamme settes direkte mot det gamle dekket. Temperaturen i dekket etter passering av oppvarmingsenheten, og idet utleggermaskinen passerer, skal være slik at den nye masse lar seg valse ned i det gamle dekket på tilfredsstillende måte.

Utleggermaskinen skal ha en jevn framdrift. Den skal ikke stoppe uten ved nødvendige arbeidsavbrytelser.

Ved hjulsporprofilets sider går dekketykkelsen mot null. Over rygg mellom hjulspor gis avstrykerplaten et svakt takprofil slik at dekketykkelsen her blir minst mulig.

Dekket skal umiddelbart etter utlegging vales på en slik måte at hulromprosent og komprimeringsgrad ligger innenfor kravene for den aktuelle dekketype.

Der hvor det er problemer med å øke dekkedyden, som i bygater med

fortau og sluk, og hvor økt belastning er et problem (f.eks. på bruer), kan det nedslitte dekket rettes av ved varmfresing.

Man varmer opp dekket før fresingen. Oppfrest masse fjernes. Den kan nyttes som avrettingsmasse, fyllmasse eller som provisorisk dekke på underordnede vegger og plasser.

Kaldfresing kan også foretas. Dette er mest aktuelt ved fresing av kaldblandede masser og ved mindre arbeider (bruer etc).

## D. Betongdekker

### 1. BETONGDEKKETS UTFORMING

#### a. Dimensjonering av overbygning

Dimensjonering av overbygning med betongdekke er vist i kapittel 4 s. 144.

Men uansett utfallet av dimensjoneringen skal minstekravene til betongdekket i figur 50 være oppfylt.

Kravene gjelder for både uarmerte og armerte dekker. Det skal regnes med antatt trafikkmengde 20 år fram i tiden.

Vegklasse	ÅDT inntil	Minste dekktykkelse, cm
I	50 000	20
IIb	12 000	18
IIc - d	8 000	15
Tunnel	5 000	12

Figur 50. Minste dekketykkelse av betongdekke.

For kontinuerlig armerte betongdekker, uten tverrfuger, fordres at armeringsprosenten i lengderetningen er minst:

0,75% for Ks 40

0,60% for Ks 50

0,50% for Ks 60

Armeringen i tverretningen skal være minst 1/4 av armeringstverrsnittet i lengderetningen.

## b. Tverrprofil

Dekket utføres vanligvis med samme tykkelse over hele vegbredden. For dekker der man må anta at høye hjullaster kommer nær ytterkantene, bør dekketykkelsen økes, utføres med kantforsterkning, eller forsterkes med armering nær ytterkantene. Kantene forsterkes ved at dekketykkelsen økes med ca. 5 cm i ytterkant og avtar rettlinjet til normal tykkelse i en avstand 0,6–1 m fra ytterkant.

Vegens skuldre bygges opp i plan med betongdekkets kanter. For vegklasse IIc og høyere utføres skuldrene med fast dekke. (Betong eller asfalt.)

Vegdekkets tverrfall er minst 2,5%.

## c. Fuger

I tillegg til de nødvendige konstruksjonsfuger (støpefuger) skal det normalt innlegges tilstrekkelig med fuger, slik at skader på grunn av uregelmessige riss unngås. Riss kan skyldes setninger, belastninger eller bevegelser i betongdekket på grunn av varierende temperatur og fuktinnhold i betongen.

All bearbeiding av betongen, inklusiv fugene, må være ferdig før betongen begynner å binde av. Saging av fuger må normalt utføres innen 12 timer.

En tverrfuge skal ikke stoppe ved en langsgående fuge, men utføres gjennomgående over hele vegbredden. Skjæringsvinkler mellom fuger, f.eks. ved kryssing av vegger, må aldri være mindre enn 60° med mindre platene armeres.

Det er av stor betydning at fugene vedlikeholdes og etterfylles med fugemasse regelmessig.

### 1. Tverrfuger

Vanlig utføres tverrfugene vinkelrett på vegens lengderetning, og følgende regler gjelder:

- I uarmerte dekker legges tverrfugene inn i avstand 5–7 m, avhengig av klimatiske eller lokale forhold

- Alle fuger utføres som kontraksjonsfuger
- Annenhver fuge kan evt. utføres som henholdsvis kontraksjonsfuge og vinkelendringsfuge. Dybler innlegges som beskrevet i pkt. 6 s. 270.
- For rissarmerte betongdekker kan fugeavstanden velges inntil 20 m. Alle tverrfugene utføres da med dybler.
- Der hvor betongdekket støter opp mot faste konstruksjoner, legges det alltid inn ekspansjonsfuger.

## 2. Langsgående fuger

Langsgående fuger utføres som vinkelendringsfuge. Største avstand mellom langsgående fuger er 5 m. Støpes flere kjørefelt samtidig, kan den langsgående fugen sages, eller et midlertidig fugeinnlegg vibreres ned ved støpingen. Støpes hvert kjørefelt for seg, utføres den langsgående fuge som konstruksjonsfuge, eventuelt med not og fjær.

Over de langsgående fuger legges, under støpingen av dekket, inn forankring av 0,5 m lange, 10 mm kamstål i 1 m avstand. I spesielle tilfelle kan det være nødvendig å redusere avstanden.

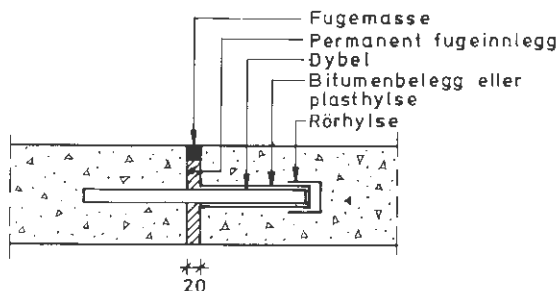
Forankringsstålene støpes inn midt i platene, vinkelrett på fugen. For å unngå ulemper med utstikkende forankringsstenger kan disse ved konstruksjonsfuger (støpefuger) skjøtes med muffe. Forankringsstål kan erstattes med not og fjær dersom man har tilstrekkelig sidestøtte.

Ved armerte betongdekker hvor det støpes flere plater i ett, kan platene forankres til hverandre ved å la en del av tverrarmeringen være gjennomgående.

## 3. Ekspansjonsfuger

Ekspansjonsfuger muliggjør utvidelse, sammentrekning og vinkelendring av betongplatene. Figur 51 viser en ekspansjonsfuge.

Fugene lages ved at det under støpingen plasseres et elastisk, permanent fugeinnlegg i fugens nedre del. I fugens øvre del legges inn et midlertidig fugeinnlegg, som senere erstattes med fugemasse. Det nedre, permanente fugeinnlegg skal forhindre materiale fra grunnen å trenge opp i fugen, og fugemassen skal holde faste bestanddeler og vann borte fra fugen.



Figur 51. Ekspansjonsfuge.

Det midlertidige fugeinnlegget må ikke fjernes før betongen er herdnet tilstrekkelig til at den ikke skades.

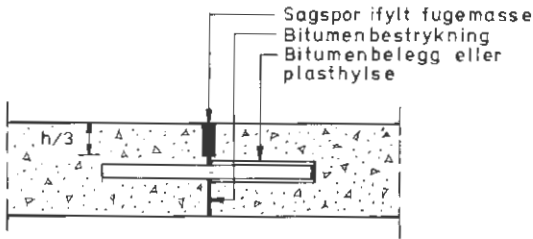
Det midlertidige fugeinnlegget kan sløyfes hvis den øvre del av fugen sages så snart betongen har fått tilstrekkelig fasthet til å tåle sagingen. Normalt sages fugene 6–12 timer etter støpingen.

Ekspansjonsfuge utføres 20 mm bred. Dersom den ikke sages, avrundes kanten med 5–10 mm radius under støpingen. Alle ekspansjonsfuger utføres med dybler, som vist i figur 51.

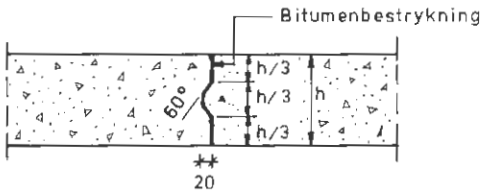
#### 4. Kontraksjonsfuger

Kontraksjonsfuger muliggjør sammentrekning og vinkelendring av platen. De kan utføres som vist på figur 52, 53, 54 og 55.

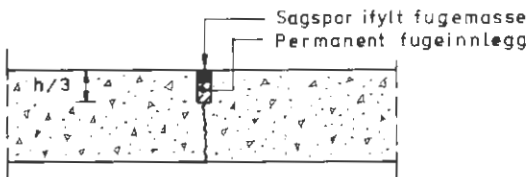
Fugenes oppgave er å hindre uregelmessige riss. Fugenes bredde i de øvre 3 cm bør være 5–8 mm.



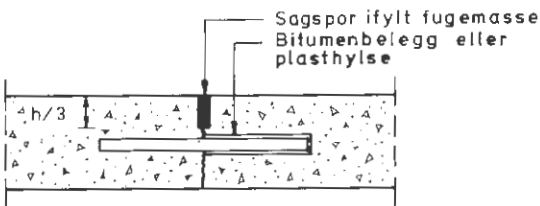
Figur 52. Kontraksjonsfuge med dybler.



Figur 53. Kontraksjonsfuge med not og fjær.



Figur 54. Kontraksjonsfuge med permanent innlegg og fugemasse uten dybler.



Figur 55. Saget kontraksjonsfuge med dybler.

Fugespalten kan formes med et 5–8 mm tykt midlertidig fugeinnlegg, eller den kan sages etter at betongen er tilstrekkelig herdet. Dersom det legges permanent fugeinnlegg skal øvre 3 cm sages ut og fylles med fugemasse, figur 51 og 54.

Dersom det legges midlertidig fugeinnlegg forsynes fugespalten med avrundede kanter (5–10 mm radius). Spalten fylles med fugemasse etter at det midlertidige innlegg er fjernet, figur 52.

Støpefuger legges der det er nødvendig av hensyn til arbeidets framdrift. De utføres som kontraksjonsfuge vist i figur 52 og 53. Eller som ekspansjonsfuge eller vinkelendringsfuge dersom det er foreskrevet.

Når kontraksjonsfugene utføres som vist i figur 55 må sagingen utføres så tidlig som mulig, men ikke så tidlig at stein rives løs og gir fillete fugeflater.

I kontraksjonsfuger brukes dybler hvis det ikke på annen måte blir oppnådd tilfredsstillende lastoverføring, for eksempel ved not eller fast underlag. Normalt skal dybler innlegges:

- I alle kontraksjonsfuger med innbyrdes avstand over 6 m.
- I alle kontraksjonsfuger når avstand mellom ekspansjonsfugene er mindre enn 150 m.
- Når avstanden mellom ekspansjonsfugene er større enn 150 m, skal de 10 kontraksjonsfugene nærmest ekspansjonsfugen utføres med dybler (5 fuger på hver side av ekspansjonsfuge). Betongdekkets frie ende regnes som ekspansjonsfuge.

### *5. Vinkelendringsfuger*

Vinkelendringsfuger tillater bare vinkelendringer mellom platene. De utføres på samme måte som kontraksjonsfuger, men forsynt med forankringsarmering eller gjennomgående armering.

Dybler brukes ikke i vinkelendringsfuger.

### *6. Dybler*

Dybler plasseres midt i tverrsnittet og avstanden mellom dem er normalt 40 cm. Det nyttes minst Ø 25 mm stål. Lengden er minst 40 cm.

Dybblenes ene halvdel støpes fast i den ene platen, den andre halvdel må kunne bevege seg fritt i betongen og må derfor bestrykes med varm bitumen noen dager før den støpes inn, eller den ene halvdel av dyblene dekkes med en ca. 0,3 mm tykk plasthylse.



På dybler i ekspansjonsfuger forsynes den bitumenbelagte del med en kort hylse, slik at dyblenes frie ender kan bevege seg opp til 2 cm, se figur 51 s. 268.

Dyblene må legges nøyaktig og parallelt vegens lengderetning. Plasseringen sikres slik at de ikke forskyves under arbeidet. Helst bør det være en stiv konstruksjon som holder dyblene på plass i alle retninger.

Dyblene kan også plasseres etter at betongen er ferdig komprimert ved hjelp av en dybelutlegger som vibrerer dem på plass.

### 7. Permanente fugeinnlegg

Permanente fugeinnlegg lages av bitumenimpregnerte fiberplater, korkplater, treplater eller plastmateriale. Fugeinnleggene må godkjennes av byggherren. Kontroll av bitumenimpregnerte fiberplater er angitt i «Laboratorieundersøkelser» (2).

### 8. Fugemasse

Fuger, som ikke er utført med permanent fugeinnlegg, fylles med fugemasse for å hindre at faste bestanddeler og vann trenger ned i fugene og for å beskytte fugekantene mot skader på grunn av trafikken. Fugemassen skal være seig og elastisk og den må klebe godt til betongen.

Før fugemassen ifylles skal fugene rengjøres, tørres og strykes med grunningsvæske. Etter at grunningsvæsken er påført, ifylles fugemassen til høyde med betongens overflate. Det må påses at ikke fugemassen blir varmet opp til høyere temperatur enn foreskrevet av leverandøren. Oppvarming av fugemassen må foregå under stadig omrøring såfremt det ikke er tatt andre forholdsregler mot overoppheting.

Fugemassen skal tilfredsstillende kravene i «Retningslinjer for vanntett belegning på betongbrudekker» (3).

### d. Armering

Rissarmerte betongdekker kan ha platelengder opp til 20 m. Armeringen hindrer at riss åpner seg. Armeringen dimensjoneres ikke for å oppta spenninger fra de momenter og krefter som betongen utsettes for.

## 1. Materialer

Til armering nyttes vanligvis sveisede armeringsnett av hardtrukket stål med flytegrense  $\geq 500 \text{ N/mm}^2$ . Nettene framstilles av koldtrukket stål 6–8 mm diameter og alle krysspunkter sammenføres fabrikkmessig ved elektrisk motstandssveising.

Alternativt kan armeringen utføres av sammenbundne matter av stål i kvalitet St 37, St 44, St 52 eller Ks 40. Minst annet hvert krysspunkt bindes med utglødet ståltråd.

Nettenes maskevidde ved bruk av forskjellige stålkvaliteter framgår av figur 56. Figuren gjelder for svinnarmerte dekker, uansett fugeavstand og platetykkelse.

## 2. Utførelse

Armeringen lagres og transporteres slik at den ikke ruster, forurenses eller bøyes. Sveisede armeringsmatter må ikke leveres sammenrullet.

Armeringen legges ut som ferdig nett med 6–8 cm fri avstand til dekkets overkant. I skjøtene skal armeringen ha 35 cm overlapping. Armeringsnettet legges vanligvis på det nedre lag av betongdekket som støpes først, og som er avrettet og eventuelt komprimert. Når armeringen er lagt, støpes og komprimeres øvre lag av betongdekket.

Stålkvalitet	Diameter mm	Lengdearmering		Tverrarmering	
		Ved ytterkant og ved midtfuge	I platens midte	Ved fuger	I platens midte
St 37 <sup>1)</sup> 2)	8	3 stk. c/c 100	c/c 300	3 stk. c/c 100	c/c 450
St 44 <sup>1)</sup> 2)	8	3 stk. c/c 100	c/c 375	3 stk. c/c 100	c/c 500
St 52 <sup>2)</sup>	8	2 stk. c/c 100	c/c 400	3 stk. c/c 100	c/c 600
Ks 40 <sup>2)</sup>	8	2 stk. c/c 100	c/c 460	3 stp. c/c 100	c/c 650

Alle mål er mm.

<sup>1)</sup> Det er i tabellen forutsatt at stål St 37 og St 44 ved prøving av 8 mm stenger har en flytegrense på minst 275 og 315 N/mm<sup>2</sup>. Disse flytegrenser ligger vel 10% høyere enn det som vanligvis garanteres.

<sup>2)</sup> I tillegg til den armering som er angitt i tabellen skal det ved ekspansjonsfuger legges 2 ekstra stålstenger langs fugen i dekkets underkant. For St 37 og St 44 skal dimensjonen på disse være Ø 10 mm, for St 52 og Ks 40 skal dimensjonen være Ø 8 mm.

Figur 56. Armering i rissarmerte betongdekker.

Alternativt kan armeringsnettet monteres i den riktige høyde ved hjelp av et montasjestål eller på annen godkjent måte, deretter støpes og komprimeres betongen i full tykkelse.

## 2. BETONGMATERIALER

### a. Sement

Dersom intet annet er bestemt, brukes Portland standard sement, SP 30. Ved støping i kaldt vær kan det nyttes Rapid sement, RP 38. Sementen skal tilfredsstillе forskriftene i NS 3050.

### b. Vann

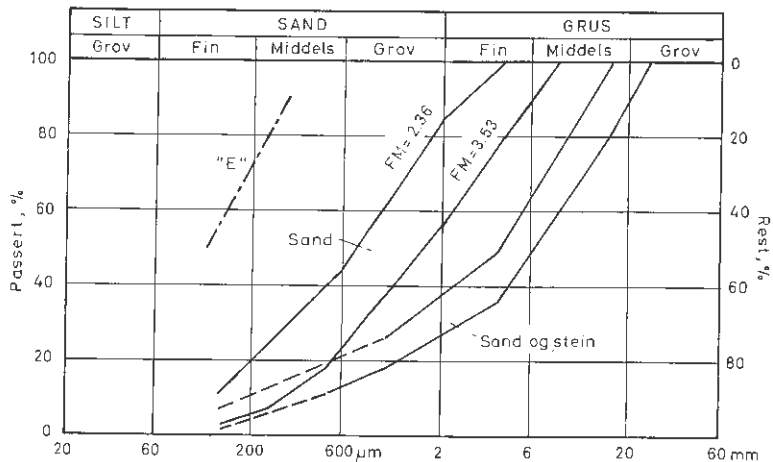
Blandevannet må ikke inneholde forurensninger i slike mengder at det kan virke skadelig på betongen. Vannet skal tilfredsstillе forskriftene i NS 3474.

### c. Tilslagsmaterialer

Som sandtilslag til betong regnes naturlig sand eller maskinsand av standard sortering, 0–4 mm. Normalt inneholder sandtilslaget 5–15% materiale mellom 4,0 og 8,0 mm. Kornkurven bør ligge innenfor de grenser som er vist i figur 57. Kornkurvens helning bør ikke noe sted være brattere enn linjen «E», det vil si at det ikke bør være mer enn 25% av en enkelt kornfraksjon. Sandens innhold av organiske forurensninger, leire og andre oppslembare stoffer må klarlegges for å kunne bedømme om materialet er velegnet.

Som steintilslag til betong regnes materialet med kornstørrelse over 4,0 mm. Kornene bør ha mest mulig kubisk form. Flate og stenglige materialer må unngås. Tilslagsmaterialene skal bestå av seige, harde og slitesterke bergarter og strukturen må være minst mulig skifrig. Materialene må ikke inneholde skadelige mengder av glimmer, sovelholdig stein, «fet» stein (kleberstein) eller forvitret materiale. Materialene må være fri for humus.

## KAPITTEL 6



Figur 57. Kornkurver for sand og sammensatt tilslag.

Tilslagsmaterialene blandes slik at det sammensatte tilslaget får en kornkurve som ligger mest mulig parallelt med og mellom grensekurvene i figur 57. Det kan imidlertid være gunstig med partikkelsprang mellom kornstørrelsen 4,0–8,0 mm, eller lavt innhold av denne fraksjonen.

Brnkes singel som steintilslag, bør kornkurven for det sammensatte tilslag ligge nærmest den nedre grensekurven.

Tilslagsmaterialene lagres adskilt på rene underlag eller i siloer, og materialene beskyttes mot forurensninger og sammenblanding.

Tilslagenes brukbarhet skal være undersøkt og godkjent av byggherren i god tid før de nyttes.

### d. Tilsetningsstoffer

De tilsetningsstoffer som nyttes skal være av godkjent fabrikat. Disse kan være av luftporedannende, plastiserende, herdningsakselererende eller størkningsretarderende art.

### 3. BETONGFRAMSTILLING

#### a. Generelt

Betongens sementinnhold skal være minst 300 kg og høyst 420 kg pr. m<sup>3</sup> betong.

Den midlere 28 døgn bøyestrekkefasthet bestemt av 2 stk. prøvebjelker skal være minst 4,3 N/mm<sup>2</sup>. Terningfastheten minst 40 N/mm<sup>2</sup>. Kravene gjelder for Portland standard sement, SP 30.

Ved bruk av Rapid sement, RP 38, skal det i hvert enkelt tilfelle treffes avtale om fasthetskrav og prøvning.

Betongens konsistens skal være så stiv som det er mulig å komprimere den effektivt med det komprimeringsutstyr som nyttes. Normalt skal konsistensen være 14–28 omdreininger med fallbord, eller 3–1 cm synkmål.

Betongen tilsettes godkjent luftporedannende tilsetningsstoff i et kvantum som gir 4–6% luftporevolum. Det bør også tilsettes et godkjent plastiserende tilsetningsstoff i den utstrekning det er hensiktsmessig for å bedre støpeligheten og å redusere vanntilsetningen.

Luftporevolumet kontrolleres i følge «Laboratorieundersøkelser» (2).

#### b. Bestemmelse av materialsammensetning

For å sikre at kravene i pkt. 3a ovenfor blir tilfredsstilt må det på forhånd utføres prøveblandinger. Disse utføres så tidlig at i et hvert fall 7 døgn fasthetene foreligger før arbeidet tar til.

Forhåndsprøvningen skal være i samsvar med «Laboratorieundersøkelser» (2). Den skal omfatte bestemmelse av:

- Tilslagene korngradering, mekaniske egenskaper, mineralogiske sammensetning og densitet,  $\rho_s$ .
- Sandens humus og slaminnhold.
- Sammensetning av tilslagene.
- Betongblandingens sammensetning.
- Blandingens konsistens og luftporevolum.
- Betongens fastheter etter 7 og 28 døgn herdning.

### **c. Tilmåling av betongmaterialene**

De utførte prøveblandinger danner grunnlaget for den arbeidsblanding som nyttes på byggeplassen, og avvik herfra foretas ikke uten byggherrens samtykke.

Oppmåling og kontroll av materialer og betong under anleggets drift skal være i samsvar med reglene i NS 3474 og «Laboratorieundersøkelser» (2).

### **d. Betongens blanding**

Blandeverkets kapasitet bør være så høy at det – uansett dekkets bredde og tykkelse – kan levere betong til 8 løpende meter dekke pr. time.

Ved blandeverket skal det nyttes et godkjent utstyr for dosering av tilsetningsstoffene.

Forøvrig skal blandingen utføres i samsvar med reglene i NS 3474.

## **4. UTFØRELSE**

### **a. Generelt**

Betongdekket kan enten framstilles i full bredde eller i to seksjoner begrenset av lengdefugen. Maskiner til blanding, fordeling, utstøping og bearbeiding må stå i riktig forhold til hverandre og ha så stor kapasitet at betongdekket og fugene er ferdig bearbeidet før betongen begynner å størkne. En unntagelse herfra er sagede fuger.

Det må påses at betongen ikke skiller seg under transport.

Det tilsiktes en kontinuerlig, jevn drift. For å unngå driftstans under støpearbeidet er det nødvendig med bruksklart reservemateriell, for eksempel bjelkevibratorer.

### **b. Forskaling**

Betongen støpes mellom sideforskalingen som ikke må gi etter. Forskalingen kan lages av tre eller stål. Forskalingen bør strykes med formolje, slik at den lett kan fjernes fra betongen. Forskalingsstykkene må ha minst

samme høyde som det tilstøtende betongdekkets tykkelse, og for å oppnå nødvendig stabilitet må forskalingens bredde i bunn være minst lik høyden (dekketykkelsen) opp til 20 cm. Stykkenes lengde skal være minst 3 m.

Det kan nyttes rettlinjede forskalingsstykker når vegkurvens radius er over 15 ganger forskalingsstykkets lengde. Er vegkurvens radius mindre, må det anvendes kurvet forskaling.

Det er av avgjørende betydning for betongdekkets jevnhet, høyde og tverrfall at forskalingen monteres i riktig høyde og understøttes godt, slik at den ikke gir etter for vertikale laster. Tillatte avvikelser er i sideretning maksimalt 5 mm og i vertikal retning 3 mm, målt på 3 m lengde.

Største tillatte avvikelse i tverrfall er  $\pm 0,1\%$ .

Forskalingens stivhet og stabilitet er av særlig betydning hvis maskinene til komprimering og etterbehandling går på skinner som igjen hviler på forskalingen. Den må da underpakkes spesielt godt med egnet fyllmasse.

Ferdige betongdekker framstillet med standard Portland sement og i varmt vær, må ikke belastes med kjøreskinner før dekket er 7 døgn gammelt. Hvis det er herdnet i kaldt vær, bør det ikke belastes før det er 12 døgn gammelt, såfremt det ikke ved prøver konstateres at det er oppnådd den fastsatte 7 døgn fasthet.

Forskalingen skal være ferdig utlagt 50–100 m foran støpestedet. Den må tidligst fjernes når betongen er 12 timer gammel. I alle tilfelle må betongen være så sterk at betongkantene ikke skades når forskalingen fjernes.

### c. Støping

Betongen støpes ut og bearbeides snarest mulig etter at den er blandet. Betong som transporteres over lengre strekninger må beskyttes mot uttørring.

Støpearbeidet utføres på følgende måte:

Betongen fylles jevnt på underlaget og rettes av maskinelt til passe tykkelse, idet det tas hensyn til betongens setning ved komprimeringen. Det påses at betongen ikke forurenses av oljesøl, avbundne betongrester osv. og at den ikke trafikkeres. Under komprimeringen etterses at betongen ikke viser vesentlig separasjon.

Ved lengre avbrudd i støpearbeidet og ved avslutning av dagens arbeid legges inn fuge (støpefuge). Der det er mulig, legges denne som en forlengelse av en eventuell fuge i nabofeltet. Hvis luftens temperatur under arbeidet blir lavere enn  $5^{\circ}\text{C}$ , skal betongen beskyttes mot frost. Sementinnholdet bør eventuelt økes, og det kan være hensiktsmessig å bruke Rapid sement, RP 38.

Ved støping i kaldt vær skal den ferske betongen tildekkes med et tilfredsstillende isolasjonsmateriale snarest mulig etter støpingen. For at isolasjonen ikke skal sette merker i den ferske betong, må denne først beskyttes med plastfolie, kraftpapir eller lignende.

Overdekningen skal gå utenfor dekkets kanter og over isolasjonsmaterialet legges plastfolie, kraftpapir eller lignende.

Til støping brukes ikke frosne materialer, og det støpes ikke mot frossen grunn. Betongdekker støpes ikke ved lavere temperatur enn  $2^{\circ}\text{C}$ .

I det ovenstående er det forutsatt at det ikke tilsettes akselerator til betongen (for eksempel calcium klorid). Slike tilsetninger må kun anvendes etter spesiell godkjenning.

#### **d. Komprimering**

Betongen komprimeres i hele støpebredden. Den beste komprimering oppnås med maskiner som stamper og vibrerer betongen. Maskinene skal spenne over hele støpebredden og bevege seg automatisk framover med riktig hastighet. Slike maskiner bør alltid anvendes ved større arbeider.

Hvorvidt betongdekket bør komprimeres i 2 lag, hvor mange ganger betongen skal bearbeides og hvor fort maskinen skal gå, avhenger av den anvendte maskintype. Det må påses at betongen blir like godt komprimert langs kantene som på midten. I fuger med dybler bearbeides betongen på forhånd så omhyggelig at den etterfølgende komprimering med maskin ikke forandrer dyblenes stilling.

Ved den endelige avretting av dekkets overflate benyttes redskaper som retter av dekket i hele støpebredden. Det er ikke tillatt å fylle ut huller eller forsenkninger i overflaten med mørtel. For å gjøre overflaten ru strykes den med en stiv, bred kost (piassavakost) i vegens tverretning mens betongen er fersk, eller dekket kan på annen måte gis en ru overflate med tilfredsstillende friksjon.



Betongdekkets jevnhet kontrolleres straks etter at det er ferdig, med 3 m rettholdt. Eventuelle ujevnheter jevnes straks ut, og dette avsnitt av platen bearbeides en gang til med maskinen. Denne kontroll må bare betraktes som foreløpig og har intet å gjøre med den endelige kontroll av dekkets jevnhet.

Det må påses at man ikke får slamlag på betongenes overflate. Hvis man får det foretas straks de nødvendige korreksjoner av betongens blandingsforhold.

På det ferdig støpte dekke kan vakumbehandling utføres. Denne utføres da i samsvar med retningslinjer fra Veglaboratoriet (4).

### e. Etterbehandling

For å beskytte den ferske betong mot sol, vind og regn, bør det på arbeidsplassen finnes rullende tak eller lignende til å dekke over den ferske betongen de første 6 timer.

For å unngå at betongen skades under størkningen, skal dekket i varmt og tørt vær være fullt ferdig bearbeidet (inkl. bearbeiding av fugene) innen 2 timer fra det øyeblikk en begynte å legge ut det nedre lag. I kaldt vær kan denne tid økes til 3 timer.

Ved etterbehandlingen må det alltid være tilstrekkelig vann tilstede for å sikre betongens herdning. Til hydratiseringen av sementen kreves en vannmengde på ca.  $\frac{1}{4}$  av sementmassen, men en tilfredsstillende herdning kan bare oppnås hvis det er vann tilstede i overskudd. Etterbehandlingen må derfor ta sikte på at det frie vann som er i betongen ikke fordampes eller at betongoverflaten holdes kontinuerlig våt under herdning. Følgende metoder kan anvendes:

- Tildekking av betongen med et porøst materiale som fuktes. Betongen holdes kontinuerlig fuktig i minst 12 døgn, selv om tildekkingen eventuelt er fjernet tidligere.
- Vanntett tildekking av betongen. Til dette kan brukes plastfolie eller bituminert papir med en masse minst 100 gram pr. m<sup>2</sup>. Papiret limes i skjøtene og går utenfor betongdekkets kanter og festes på en slik måte at overdekkingen blir tett. Papiret legges ut umiddelbart etter at betongen er ferdig bearbeidet, og det skal bli liggende i minst

## KAPITTEL 6

12 døgn, det kontrolleres i denne perioden at tildekkingen stadig er absolutt tett.

- Ved membranherdning. Overflaten påsprøytes en tynn hinne av parafinvoxs, harpiksoppløsning eller lignende. Hinnen skal være farget, helst hvit. Membran påføres umiddelbart etter at betongen er ferdig bearbeidet.

Membranherdneren skal være av godkjent fabrikat.

Det nyttes det kvantum pr. m<sup>2</sup> som bruksanvisningen tilsier med mindre byggherren foreskriver annet.

### f. Åpning for trafikk

Vegen må ikke åpnes for offentlig trafikk før betongen har den foreskrevne tarningfasthet, 40 N/mm<sup>2</sup>, alle fuger må være fylt med fugemasse.

Før betongen utsettes for anleggstrafikk skal den ha minst 7 døgn normalherdning.

### g. Dagbok

Den utførende part skal føre dagbok over de forskjellige arbeiders utførelse som angitt i «Feltundersøkelser» (4). Kopi av dagboken sendes daglig byggherren.

## 5. KRAV TIL DET FERDIGE DEKKET

### a. Jevnhet

Den største tillatte ujevnhet målt fra en 3 m lang rettholt er 4 mm. Det må ikke være fler enn 15 ujevnheter større enn 3 mm pr. 100 m kjørefelt, målt med 3 m lang rettholt. Ved fuger må høydeforskjellen mellom platekantene være høyst 2 mm.

Jevnheten kontrolleres best med en jevnhetsmåler som registrerer ujevnheter av forskjellige størrelser.

Dersom ikke dekket tilfredsstillende de nevnte krav til jevnhet, må dekket slipes eller hugges, eventuelt legges om i nødvendig omfang.

## b. Tykkelse

Betongdekkets tykkelse og trykkfasthet kontrolleres ved prøvesylindre. Sylinderne skal ha diameter 150 mm. Prøvene bores ut på tilfeldige steder i et antall svarende til minst en prøve for hver 2000 m<sup>2</sup>. Det skal i alle tilfelle bores ut minst 5 prøver, men for arbeider under 2000 m<sup>2</sup> kan antallet reduseres til 3.

Betongen bør være minst 28 døgn gammel når prøvene bores ut. Ved utboringen må man i den grad det er mulig unngå å støte på armering.

Dekkets tykkelse bestemmes ved å måle høyden av de utborede prøvesylindre. Målingen utføres som angitt i «Feltundersøkelser» (4).

## c. Trykkfasthet

Trykkfastheten bestemmes på de utborede prøver etter metode gitt i «Feltundersøkelser» (4).

# E. Vegdekker av prefabrikerte betongstein

## 1. KRAV TIL FUNDAMENTET

Et dekke av betongstein krever meget stabilt og jevnt fundament.

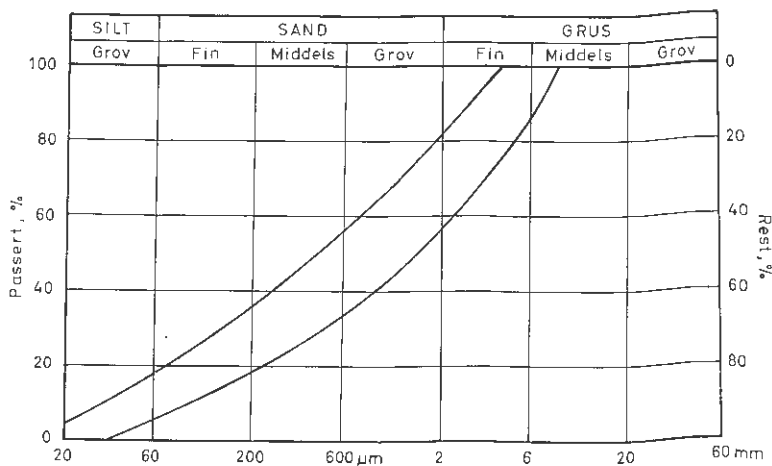
Dersom et gammelt fast dekke skal fornyes med nytt slitedekke av betongstein må overbygningen først forsterkes, i henhold til kap. 7 s. 287, dersom den ikke er tilstrekkelig stabil og bærende. Hvis stabiliteten og bæreevnen er god nok, er det tilstrekkelig å frese ned dekket til det blir jevnt nok som fundament.

Ved nyanlegg eller forsterkning av eksisterende veg bør det til øvre bærelag normalt nyttes sementstabilisert grus (Cg) eller sementbunden pukk (Cp), men penetrert pukk (Pp) kan også nyttes. Stive bærelag er imidlertid å foretrekke.

Fundamentet for betongsteinen må ikke vise ujevnheter over 15 mm, målt fra 3 m lang rettholt. Avvik fra teoretisk profil må ikke overstige 20 mm. Fundamentets overflate må være innen 150–110 mm under det ferdige dekkets overflate når steintykkelsen 80 mm skal nyttes. Det skal være rom for et settesandlag i tykkelse 30–70 mm.

## 2. KRAV TIL SETTESAND OG UTFØRELSE AV SETTESANDLAGET.

Settesandens korngradering skal ligge innenfor grensekurvene i figur 58. Den må ikke ha mer enn 3% leir- eller slaminnhold.



Figur 58. Grensekurver for korngradering for settesand.

Ved komprimeringen av settesandlaget skal sanden være «jordfuktig». Det vil si 1–2% under det optimale vanninnhold for sanden. Det komprimerte sandlaget må beskyttes mot uttørking og regnvær. Blir laget for sterkt uttørret må det fuktes og komprimeres på nytt, blir det for gjennombløtt av regn før steinen er lagt må laget tas opp igjen og vanninnholdet korrigeres.

For komprimeringen av settesanden kan nyttes en 500–1000 kg vibrovalse med frekvens 25–30 Hz eller en tilsvarende platevibrator.

Ferdig komprimert skal lagtykkelsen være 30–70 mm.

Etter at settesandlaget er ferdig komprimert legges 2 stk. lirer av for eks. stålrør med 30 mm ytre diameter. Spor for lirene krasjes ut og det pakkes godt rundt dem etter at de er justert i riktig høyde. Sandlaget mellom lirene trekkes av med en rettholt. Under avtrekkingen må en passe på at rettholten ikke bøyes ned slik at sandlaget får en «hul» profil. Etter at overskuddet er trukket av fjernes lirene og sporene fylles igjen, trækkes til og trekkes av med en avtrekker (omvendt skyffel e.l.).

Etter at et felt er «dratt av» må det ikke tillates ferdsel av noe slag på laget før steinen er lagt.

### 3. KRAV TIL BETONGSTEIN.

For betongstein til vegdekker gjelder NBVF-norm av november 1979 med de følgende tilleggskrav:

- Minste tillatte steintykkelse er 70 mm.
- Toleransekrav på steintykkelsen er maks.  $\pm 2$  mm.
- Trykkfastheten på tilskårne terninger skal være minst 50 MPa. Prøving vinkelrett på støpeflaten.
- Det sammensatte tilslag skal være jamnt gradert og bør inneholde minst 50% over 4 mm kornstørrelse og minst 25% over 11,2 mm.  $D_{100} \leq 26,5$  mm. Dersom fillerinnholdet i sanden er lavt bør ekstra filler tilsettes. Det bør være 5–10 % filler i det samlede tilslag.
- Steintilslaget skal være mekanisk godt med abrasjonstall  $< 0,40$ .
- Betongblandingen skal tilsettes L og P stoffer i normale kvantum.

### 4. KRAV TIL LEGGING AV BETONGSTEIN.

Det finnes to hovedgrupper av betongstein. Selvlåsende stein, hvor stein låses til de andre og rektangulær stein som ikke er selvlåsende.

Samtlige steintyper har samme krav til forarbeidet.

Steinene legges ned etter forskjellige møstre avhengig av hvilken type betongstein som brukes.

Før leggingen starter må det strekkes ut snorer langs lengde- og kortsidene slik at man får kontrollert at steinlaget ikke vrir seg under leggingen, men følger kjørebaneaksen.

Steinene legges slik at det dannes 2–3 mm brede fuger mellom steinene.

### 5. KRAV TIL SPESIELLE TILPASNINGER

Inntil følgende steder skal tilpasningen av steinene skje ved saging:

- Prefabrikerte konstruksjoner, kumlukk og sandfangsriste.

Steinene skal tilpasses slik at det dannes en ca 2 cm bred fuge som skal fylles med sementmørtel i hele steinens tykkelse.

## KAPITTEL 6

Under tilpasning generelt skal steinbiter mindre enn  $5 \times 5$  cm ikke brukes.

Annen tilpasning til dekkekant, kantstein m.m. kan skje ved hjelp av giljotin eller steinsaks.

### 6. KRAV TIL FUGING OG VIBRERING AV BETONGSTEIN.

Til fuging brukes velgradert, tørr sand med kornstørrelse 0–4 mm. Den må ikke ha mer enn 3% leir- eller slaminnhold.

Før fugesanden spres ut over steinlaget skal det kostes rent. Steinene må være tørre i overflaten når sanden spres utover. Viser fugesanden tegn til fuktighet må den først ligge å tørke før den kostes i fugene. Fugene fylles helt opp. Etter at fugene er fylt kostes steinene rene for overskuddsand.

Deretter skal steinlaget komprimeres. Kantene komprimeres først og deretter kjørebanelen. I kjørebanelen gjennomføres komprimeringen både i lengde- og tverretning. Til komprimeringen av betongsteindekket bør nyttes en platevibrator med frekvens 25–30 Hz.

Arbeidsoperasjonen med fuging, renkosting av overskuddsand med etterfølgende komprimering skal gjentas til fugene er fylt, minst 2 ganger.

Er sanden noe fuktig ved 2. gangs fuging, kan den med fordel spres utover steinen og vannes før den kostes ned i fugene, overskuddsand kostes bort før komprimering.

Før trafikken settes på er det viktig at de frie kanter blir sikret mot utglidning og mot utvasking av fugesanden. Dette sikres best ved å legge en kant av varmasfalt inntil.

### 7. KRAV TIL JEVNHET.

To stein som ligger inn til hverandre skal maks. ha en høydeforskjell på 2 mm. Dekkets jevnhet forøvrig skal tilfredstille de krav som er stillet for betongvegdekker, se pkt. a s. 280.

**Referanser**

1. *Norsk Asfaltforening.* (1980). Retningslinjer for utførelse av bituminøse vegdekker og bærelag, 3dje utgave, Oslo.
2. *Statens vegvesen.* (1979). Laboratorieundersøkelser. Vegdirektoratet, Håndbok – 014, Oslo, 294 s.
3. *Ingeniørforlaget* (1976). Retningslinjer for vanntett belegning på betongbrudekker, Oslo, 80 s.
4. *Statens vegvesen.* Feltundersøkelser, Vegdirektoratet, Håndbok – 015. (under utarbeidelse).
5. *Statens vegvesen.* Vakumbehandling av betongdekker. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet (under utarbeidelse).
6. *NBVF* Norm for belegningsstein.

# Kapittel 7

## FORSTERKNING

A. Generelt .....	289
B. Frostsikring .....	290
C. Drenering .....	290
D. Vinterbygging.....	291
E. Undersøkelse av eksisterende veg .....	291
1. TILSTANDSREGISTRERING .....	291
2. PRØVETAKING .....	292
F. Dimensjonering av forsterkning for helårsbæreevne .....	292
1. FORUTSETNINGER.....	292
2. DIMENSJONERING.....	293
a. Nødvendig overbygning .....	293
b. Eksisterende overbygning.....	294
c. Nødvendig forsterkning .....	294
3. EKSEMPLER.....	296
G. Dimensjonering av forsterkning for sommerbæreevne.....	298
1. BESTEMMELSE AV SOMMERBÆREEVNEN .....	298
a. Dimensjonerende nedbøyning .....	298
b. Bestemmelse av tilrådelig aksellast .....	299
2. BESTEMMELSE AV NØDVENDIG FORSTERKNING .....	299
3. EKSEMPEL .....	300
Referanser .....	300



## 7. FORSTERKNING

### A. Generelt

Forsterkning omfatter tiltak som øker vegoverbygningens bæreevne. Forsterkningen kan omfatte:

- dekke
- dekke + bærelag
- dekke + bærelag + forsterkningslag

Drenering kan i mange tilfeller bidra til å øke bæreevnen vesentlig. Forsterkningen kan utføres på ulike måter:

- økning av eksisterende overbygning
- utskifting av eksisterende overbygning, helt eller delvis, med en sterkere konstruksjon
- stabilisering av eksisterende overbygning med sement eller bitumen

Forsterkning er aktuelt ved:

- heving av tillatt aksellast
- større trafikkmengde
- dårlig veg med kostbart vedlikehold
- overgang fra grusdekke til fast dekke

Planlegging av vegforsterkninger må baseres på kjennskap til eksisterende vegs bæreevne, dreneringsforhold og dekkeskader som er oppstått. Gamle veger er ofte bygget opp uensartet og til dels med materialer som får sterkt nedsatt bæreevne ved oppbløting. Behovet for forsterkning kan derfor skifte innen korte strekninger.

Dimensjoneringsgrunnlaget for de enkelte prosjekter må tilpasses en samlet plan for aksellast-utviklingen på det tilstøtende vegnett.

Utførelse av underbygningen må tilpasses de lokale forhold. Generelle krav er angitt i kapittel 3.

## B. Frostsikring

En vanlig forsterkning av overbygningen vil som regel ikke endre forholdene når det gjelder telehivinger. Hvis telehiv tidligere har ført til problemer, må det vurderes å utføre spesielle sikringstiltak i forbindelse med forsterkningen.

Frostsikringstiltak må vurderes ut fra lokalt kjennskap til hvordan vegen oppfører seg og de konsekvenser dette har hatt. Nivellement av telehivinger kan være til støtte ved en vurdering av behovet for frostsikring.

Aktuelle tiltak for å redusere eller eliminere ujevne telehivinger kan være:

- masseutskifting med ikke telefarlige materialer
- masseutskifting med bark
- isolering med skumplast
- drenering

For nærmere beskrivelse og dimensjonering av frostsikringstiltak, se kapittel 2 s. 38.

## C. Drenering

Den totale overbygning ved forsterkningsarbeider omfatter en del av, eventuelt hele den eksisterende overbygning samt den nye forsterkningen. Det forutsettes ved dimensjoneringen at begge deler er tilstrekkelig drenert. Dreneringen kan utføres med dyp sidegrøft eller lukket drengroft. Bunn i dyp sidegrøft skal ligge minst 35 cm under underkant av den totale overbygningen.

På partier med liten bæreevne og/eller ujevn telehiv på grunn av høy grunnvannstand eller tilsig av vann fra sideskjæring, bør det brukes lukket drengroft, se kapittel 5 s. 175. I enkelte tilfeller kan tilfredsstillende drenering og nytt dekke være tilstrekkelig forsterkning.

## D. Vinterbygging

Normalt er det praktisk å utføre forsterkningsarbeider under gunstige klimaforhold. Det kan imidlertid være aktuelt å utføre deler av forsterkningen om vinteren. Da bør det velges metoder og materialer som er tilpasset de spesielle forhold. Det er spesielt viktig å få beskyttet de utlagte materialer med et fast dekke.

Anleggsdekke av grus bør unngås.

Brukbare alternativer til anleggsdekker:

- bindlag eller øvre bærelag av oljegrus eller asfalterte materialer
- ensgradert pukk forkilt med oljegrus eller asfalterte materialer

Normalt må det regnes med ekstra kostnader til oppretting før endelig slitelag legges.

## E. Undersøkelse av eksisterende veg

### 1. TILSTANDSREGISTRERING

Dimensjonering av forsterkning til helårsbæreevne etter indeksmetoden baseres på kjennskap til:

- dimensjonerende trafikkbelastning
- eksisterende overbygning, lagtykkelse og materialkoeffisienter
- dreneringsforhold, fyllingshøyde

Dimensjonering må gjennomføres for enkeltpunkter på vegen som representerer ensartede delstrekninger. Som grunnlag for inndeling av delstrekninger og fastlegging av prøvetakingspunkter må undersøkelsen innledes med en innsamling av opplysninger om hvordan vegen har oppført seg tidligere, samt en tilstandsregistrering av vegen. Dette vil kunne omfatte:

- vurdering av «Bæreevnerregister» (1).  
Dette omfatter nedbøyningsmålinger, resultater fra prøvehull samt vegdata.
- vurdering av «Dekkeregister» (2)

## KAPITTEL 7

- supplerende opplysninger fra lokalkjente om vedlikehold, telehiv og forhold i teleløsningen
- registrering av dekkeskader sammenholdt med dreneringsforhold, topografi og grunnforhold. Svakheterne ved en veg vil vises som dekkeskader når dekket har ligget flere år.

## 2. PRØVETAKING

Prøvetakingen skal gi opplysninger om:

- tykkelse og kvalitet av de enkelte lag i overbygningen
- undergrunnstyper
- dreneringsforhold og grunnvannsnivå

I «feltundersøkelser» (3) er det gitt detaljert beskrivelse av prøvetaking og nedbøyningsmålinger for undersøkelse av eksisterende vegger.

## F. Dimensjonering av forsterkning for helårsbæreevne

### 1. FORUTSETNINGER

De generelle forutsetninger ved bruk av dimensjoneringstabellen, figur 7 s. 114, er omtalt på s. 105 til 106.

Ved forsterkning gjelder dessuten:

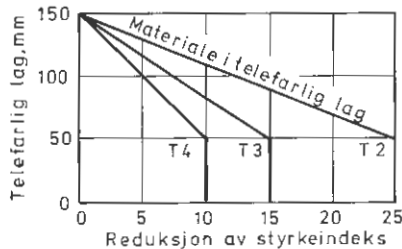
- Beregningen utføres ved hjelp av indeksmetoden, se s. 106, ved å sammenligne krav i figur 7 s. 114 med eksisterende vegs dekke-, bærelag- og styrkeindeks. Materialkoeffisienter for overbygningsmaterialer er vist i figur 2 s. 108.
- Ved forsterkning av overbygning som har ett eller flere telefarlige lag, betraktes disse som tilsvarende type undergrunn. Styrkeindeksen blir summen av ekvivalentverdiene for alle lag i overbygningen ned til de enkelte telefarlige lag. Det utføres alternative beregninger av styrkeindeksen ned til de enkelte telefarlige lag.

- Når et telefarlig lag er tynt og underliggende lag er godt drenerende og kapillarbrytende (grov grus eller stein), kan krav til styrkeindeks reduseres. Det er en forutsetning at kravet til bærelagsindeks blir oppfylt.

Det er en vurderingssak hvor mye kravet til styrkeindeks kan reduseres. Det bør legges stor vekt på hvordan eksisterende veg har oppført seg tidligere. Vegdekket kan bare ha uvesentlige skader dersom en reduksjon i kravet til styrkeindeks skal kunne tillates. Følgende regler bør legges til grunn:

- reduksjon av forsterkningslaget (kravet til styrkeindeks) er bare aktuelt når lagtykkelsen er mindre enn 150 mm.
- er tykkelsen på det telefarlige laget  $\leq 50$  mm, kan kravet til forsterkningslaget maksimalt reduseres til det krav som gjelder for den bæreevnegruppe som ligger over det aktuelle lags bæreevnegruppe

Tillatt reduksjon i styrkeindeks (forsterkningslaget), finnes i figur 1.



*Figur 1. Tillatt reduksjon av styrkeindeks ved tynt telefarlig lag over drenerende lag.*

## 2. DIMENSJONERING

### a. Nødvendig overbygning

- ut fra tunge kjøretøyer, ÅDT-T, dimensjoneringsperiode og dimensjonerende aksellast bestemmes den dimensjonerende trafikkbelastning,  $N$ , av figur 6 s. 113.
- den dimensjonerende trafikkbelastning,  $N$ , gir de krav som må stilles til dekke- og bærelagsindeks,  $DI_k$  og  $BI_k$ , og ut fra bæreevnegruppe for undergrunnen også tykkelsen på forsterkningslag

$SI_k = BI_k$  + tykkelsen på forsterkningslaget regnes ut for undergrunnen og for hvert av de telefarlige lag i overbygningen, idet disse betraktes som undergrunn.

### b. Eksisterende overbygning

Den eksisterende overbygningens indeksverdier  $DI$ ,  $BI$  og  $SI$  bestemmes som beskrevet i pkt. c s. 108. Styrkeindeksen  $SI$  regnes ned til undergrunnen og til hvert telefarlig lag i overbygningen.

### c. Nødvendig forsterkning

Nødvendig forsterkning,  $F_{diff}$ , er den største indeksdifferens mellom indeksskrav og beregnet indeksverdi for eksisterende vegoverbygning.

Størrelsen til  $F_{diff}$  avgjør utførelsen av forsterkningen:

- $F_{diff} < 5$ :  
Forsterkning anses unødvendig
- $5 < F_{diff} < DI_k$ :  
Forsterkningen vil bestå av dekke
- $DI_k < F_{diff} < BI_k$ :  
Forsterkningen vil bestå av dekke + bærelag, se figur 2 s. 295.
- $F_{diff} > BI_k$ :  
Forsterkningen vil bestå av dekke + bærelag + forsterkningslag.  
Forsterkningslagets tykkelse =  $F_{diff} \div BI_k$  (cm), se figur 7 s. 114.

Den utførte forsterkning skal ligge så nær den nødvendige beregnede som mulig. For prosjekter som skal utføres med en stivere vertikallinje enn tidligere må det søkes en optimal løsning. Det aksepteres at forsterkningslaget reduseres med opptil 10 cm på kortere partier dersom dette gir vesentlig bedre tilpassing mellom eksisterende og ny vertikallinje.

Det vil ofte være praktisk å utføre lik forsterkning for ensartede delstrekninger. Fastlegging av dimensjonerende forsterkning for slike strekninger skal baseres på en helhetsvurdering av nødvendig forsterkning etter de enkelte prøvehull på strekningen og tilstandsregistreringen.

Bærelagstype	$F_{diff} \div D_{lk}$							
	5	10	15	20	25			
1 Vm (N<2 mill)	7,5		10	15		20		
2 Fp (N<2 mill)	7,5		10					
3 Ag Vm, Fp	2,5	3,0	4,0	2,5	3,0	3,0	4,0	
				7,5	7,5	10	10	
4 Ag Fp	2,5	3,0			2,5	2,5	3,0	
			7,5	10	7,5	10	10	
5 Ag	2,5	3,0	4,0	5,0	6,0	7,0	8,0	
6 Cg, Cp	Min. 12							

Figur 2. Alternative utførelser av bærelaget avhengig av  $F_{diff} < B I_k$ . Bærelagstykkelser i cm.

Underdimensjonering aksepteres på kortere strekninger og i tilfeller der tilstandsregistreringen benyttes som et korrektiv til dimensjoneringen på grunnlag av prøvehull (indeksmetoden). Når det kan utføres, vil også nedbøyningsmålinger, en eller to ganger i selve teleløsningsperioden, være et viktig korrektiv til konvensjonell dimensjonering for helårsberegne.

Det kan ofte være praktisk å slå sammen to lag. Spesielle forsterkninger kan dimensjoneres etter indeksmetoden. Eksempel, alternativ b, se s. 297, viser stabilisering av materialene i eksisterende veg. Dette alternativ gir minimal endring av profilhøyder, bredder osv. I andre tilfeller kan hele forsterkningen utføres av asfalterte materialer.

Dersom forsterkning av velgradert materiale skal legges ovenpå eksisterende fast dekke kan lokale partier ha minste tykkelse 10 cm. Normal minste tykkelse er 15 cm.

Valg mellom teknisk likeverdige løsninger utføres etter økonomiske vurderinger.

## 3. EKSEMPLER

En veg med trafikkmengde,  $\text{ÅDT-T} = 150$ , skal forsterkes til 8 tonn helårsbæreevne. Det er her vist 2 forsterkningsalternativer:

- Velgraderte materialer på gammel veg
- Sementstabilisering av eksisterende overbygning

Skisse	Lag nr.	Tykkelse h, cm	Materiale	Telegr.	Bære-gr.	Mat.koeff. a	Ekvivalent verdi $h_e$ , cm
	1	4	krak. Og	-	-	1,25	5
	2	50	grus	T2	IV	0,5	25
	3	-	silt/leire	T4	VI	-	-

	Se	
	fig./pkt	side
Vedrørende		
Telegruppe	6	37
Bæreevnegruppe	1	107
Materialkoeffisient	2	108
Ekvivalentverdi = (tykkelse) x (materialkoeff.) = $h \cdot a$	c	108
Trafikkbelastningen er:		
$\text{ÅDT}$ : 1700 og $\text{ÅDT-T}$ : 150	2	113
Dimensjoneringsperiode : 10 år		
Tillatt aksellast : 8 tonn		
Sum ekvivalente 10 tonn akseler, $N = 0,15$ mill	6	113
Krav til indeksverdier for ny konstruksjon:		
Dekkeindeks $DI_k$ Ingen når $\text{ÅDT} < 2000$	7	114
Bærelagsindeks $BI_k = 29$	7	114
Styrkeindeks		
på lag nr. 2:		
$SI_{k2} = BI_k + \text{forsterkningslag} = 29 + 15 = 44$	7	114
på lag nr. 3:		
$SI_{k3} = BI_k + \text{forsterkningslag} = 29 + 40 + 69$	7	114
Beregnete indekser for eksisterende veg		
Dekkeindeks $DI = 0$		
Bærelagsindeks $BI = 4 \cdot 1,25 = 5$		
Styrkeindeks		
på lag nr. 2: $SI_2 = 5$		
på lag nr. 3: $SI_3 = 5 + 25 + 30$		

Nødvendig forsterkning,  $F_{\text{diff}}$ , er den største differansen mellom kravet til indeksverdi og den beregnede indeksverdi for eksisterende veg.






Indeksverdier				
Indeks	Krav	Beregnet	Indeksdiff.	$F_{\text{diff}}$
DI	–		–	
BI	29	5	24	
SI <sub>2</sub>	44	5	39	
				39
SI <sub>3</sub>	69	30	39	

$F_{\text{diff}} > BI_k$ . Dette medfører at forsterkningen må bestå av: dekke + bærelag + forsterkningslag som legges oppå eksisterende veg.

#### Alternativ løsning a

Forsterkningen foretas med:  
 Dekke 4 cm Alg 16–100 kg/m<sup>2</sup>  
 Bærelag 15 cm Vm  
 Forsterkningslag av sand/grus

Tykkelsen av forsterkningslaget beregnes på følgende måte

	Tykkelse, cm	Indeksverdier
	4	$4 \cdot 2 = 8$
	15	$15 \cdot 1,25 \sim 19$
	h	$h \cdot 1 = h$

Tykkelsen på forsterkningslaget blir:

$$h \cdot a = F_{\text{diff}} \div BI$$

$$h \cdot 1 = 39 \div (19 + 8) = 12$$

$$h = 12 \text{ cm sand/grus}$$


Det er her valgt å utføre bærelag og forsterkningslag som to separate lag. Bærelagsindeksen ligger litt under kravet. Ofte vil det være praktisk å slå sammen to slike lag til ett lag.

#### Alternativ løsning b

Forsterkningen foretas med stabilisering med sement av øvre del av eksisterende overbygning inklusiv oljegruslaget:

Dekke 4 cm  
 Bærelag Cg, tykkelse h cm  
 Eksisterende overbygning ÷ sementstabilisert lag

For å finne riktig tykkelse på sementstabilisert lag må man velge enkelte tykkelser og regne igjennom hele konstruksjonen inntil beregnede indekser  $\geq$  oppgitte indeksskrav. I dette eksempel er det allerede gjort, og man prøver nå med et 20 cm stabilisert lag.

Indeksverdier				
Tykkelse cm	Beregnete lag	$\Sigma$ lag	Krav	
 4	$4 \cdot 3 = 12$	12	–	
h = 20	$20 \cdot 2 = 40$	52	29	
$54 \div 20$	$34 \cdot 0,5 = 17$	69	69	

Det er altså tilstrekkelig å stabilisere de øvre 20 cm av eksisterende overbygning.

## G. Dimensjonering av forsterkning for sommerbæreevne

En del av vegnettet har lav tillatt aksellast også utenom teleløsningsperioden. Det kan være aktuelt å forsterke partier av slike ruter til en fastlagt sommerbæreevne.

Framgangsmåten blir:

- vegens eksisterende sommerbæreevne bestemmes ved nedbøyningsmålinger
- den forsterkning som er nødvendig for å forsterke vegen fra eksisterende bæreevne til ønsket bæreevne finnes av figur 3 s. 299.

### 1. BESTEMMELSE AV SOMMERBÆREEVNEN

#### a. Dimensjonerende nedbøyning

Nedbøyningsmålinger foretas normalt for hver 50. m. Den dimensjonerende nedbøyning beregnes for strekninger á 1,0 km evt. kortere dersom variasjonene i nedbøyningene er store og kortere partier skiller seg ut fra de øvrige.

Dimensjonerende nedbøyning settes lik

$$\delta_{dim} = \bar{\delta} + 1,3 \sigma$$

$\bar{\delta}$  = middelveien av enkeltmålingene

$\sigma$  = standardavviket

Ved beregning av  $\delta_{dim}$  settes alle enkeltmålinger større enn 5 mm beregningsmessig lik 5 mm.

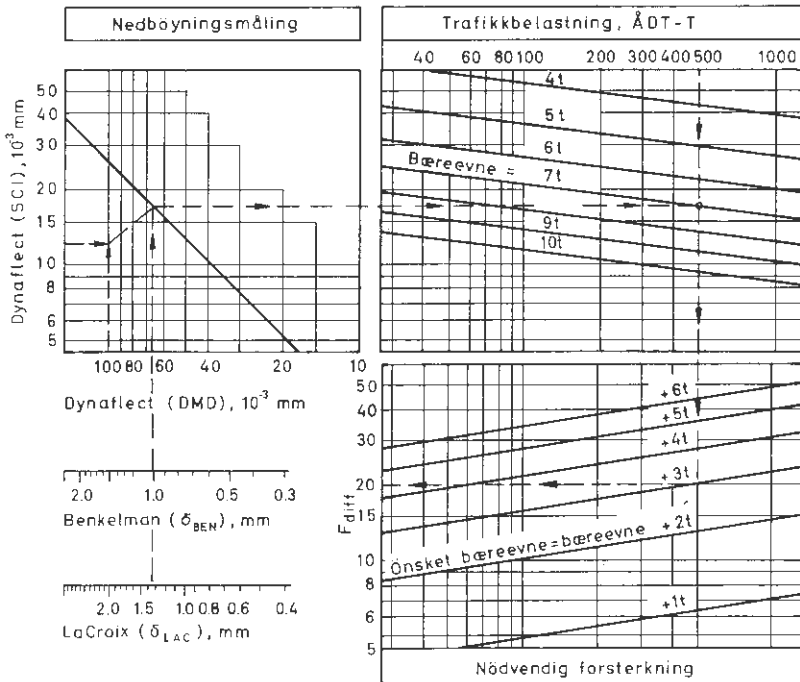
Ved normalfordeling vil ca. 10% av målingene være større enn  $\delta_{dim}$ .

Lokale partier som er spesielt svake i teleløsningsperioden og som har store synlige dekkeskader vurderes særskilt med nedbøyningsmålinger og/eller med oppgraving.

### b. Bestemmelse av bæreevnen

Den bæreevne, som er utgangspunktet ved fastleggelse av nødvendig forsterkning, bestemmes slik:

- Dagens ÅDT-T fastlegges, se s. 113.
- Dimensjonerende nedbøyning,  $\delta_{dim}$ , fastlegges på grunnlag av nedbøyningsmålinger
- Bæreevnen bestemmes ved hjelp av figur 3 med inngangsdata:
  - ÅDT-T
  - $\delta_{dim}$
  - tillatt aksellast i dag



Figur 3. Bestemmelse av sommerbæreevne på grunnlag av nedbøyningsmålinger.

**2. BESTEMMELSE AV NØDVENDIG FORSTERKNING**

Når vegens bæreevne er bestemt på grunnlag av nedbøyningsmålinger, kan den nødvendige forsterkning bestemmes ved hjelp av figur 3.

Forsterkningen er uttrykt i indekسدifferanse,  $F_{\text{diff}}$ . Avhengig av størrelsen på indekسدifferansen vil forsterkningen kunne utføres ved legging av dekke, evt. dekke + bærelag, se pkt. c s. 294.

**3. EKSEMPEL**

En veg med trafikkmengde,  $\text{ÅDT-T} = 500$ , har en beregnet bæreevne på 7 tonn. Vegen skal forsterkes til 10 tonn sommerbæreevne dvs. en økning på 3 tonn.

Fra fig. 3 s. 299 bestemmes  $F_{\text{diff}}$  på grunnlag av «ÅDT-T.» og «+ 3 tonn».

$$F_{\text{diff}} = 22$$

Dersom den ønskede forsterkning skal utføres med asfalt, vil tykkelsen

$$\text{bli: } \frac{F_{\text{diff}}}{a} = \frac{22}{3,0} \sim 7 \text{ cm. Denne forsterkning kan utføres i to lag.}$$

Slitelag: 3,5 cm Ab og bindlag: 3,5 cm Ag.

**Referanser**

1. *Statens vegvesen:* Bæreevnerregisteret. (Kontinuerlig ajourhold på fylkesbasis)
2. *Statens vegvesen:* Dekkeregisteret. (Kontinuerlig ajourhold på fylkesbasis)
3. *Statens vegvesen:* Feltundersøkelser, Vegdirektoratet, Håndbok -015 (under utarbeidelse)

# Kapittel 8

## VEGSKRÅNINGER

<b>A. Skjærings- og fyllingsskråninger i jord</b> .....	303
1. SKADER, TYPER OG ÅRSAKER .....	303
2. FORUNDERSØKELSER AV GRUNNFORHOLD.....	304
3. SIKRING MOT OVERFLATESKADER .....	304
a. Valg av sikringsmetode .....	306
b. Skråningshelning .....	306
c. Etablering av vegetasjonsdekke .....	306
1. Valg av grasfrø.....	306
2. Gjødsling.....	308
3. Såing .....	308
d. Masseutskifting.....	309
e. Drenering for vegskråninger .....	310
1. Overflatedrenering .....	310
2. Grunnvannsdrenering .....	311
f. Anleggssikring av utgravinger og skråninger.....	311
<b>A. STØTTEMURER</b> .....	312
a. Murtyper .....	313
b. Bruksområder – dimensjonering.....	314
c. Utførelse .....	316
d. Estetiske hensyn.....	316
<b>B. Skråninger mot vann</b> .....	317
1. ELVEFORBYGNING .....	317
a. Skader – lovbestemmelser .....	317
b. Forundersøkelser .....	317
c. Sikringsmetoder .....	318
1. Steinplastring .....	318
2. SIKRING MOT BØLGEEROSJON.....	320
<b>C. Skråninger i fjell</b> .....	322
1. RAS, TYPER OG ÅRSAKER.....	322

<b>2. FJELLSKRÅNINGER</b> .....	323
<b>a. Forundersøkelser av fjellskråninger</b> .....	323
<b>b. Sikring av fjellskråninger</b> .....	323
<b>3. SKJÆRINGER</b> .....	324
<b>a. Prosjektering av skjæringer i berggrunn</b> .....	324
<b>b. Sikring av skjæringer i berggrunn</b> .....	325
<b>4. ISKJØVING</b> .....	326
<b>Referanser</b> .....	327

# 8. VEGSKRÅNINGER

## A. Skjærings- og fyllingsskråninger i jord

### 1. SKADER – TYPER OG ÅRSAKER

Med skader på skråninger i jord forstår man skader som skyldes ustabilitet i de øvre sjikt i grunnen. Skråningsskader som skyldes dyperegående glidninger omfattes ikke av dette kapittel.

Skråningsskader i jord deles vanligvis i følgende tre hovedtyper:

#### – Overflateerosjon

Overflateerosjon er masseforflytning nedover skråninger ved at mineral-korn eller jordklumper rives løs og transporteres med rennende vann, figur 1a. Mest utsatt for erosjon er ikke kohesive, finkornige jordarter.

Er skråningen lang og/eller vann kommer til fra ovenforliggende områder, kan flateerosjon gå over i konsentrert erosjon og danne grøfter og furer.

#### – Grunnvannserosjon

Grunnvannserosjon kan oppstå når grunnvannet kommer fram i en vegskråning, figur 1b. Særlig i siltjordarter vil vannet kunne rive med seg materialer og føre til en bakovergrepene utvasking.

Årsaken til at det oppstår konsentrert frambrudd av vann, er som regel at lagdelt grunn blir gjennomskåret.

#### – Overflateglidning

Overflateglidning er glidning i et sjikt omtrent parallelt med skråningens overflate, figur 1c. Oftest ligger glideflaten 0,1–0,5 m under overflaten.

Overflateglidninger forekommer i leirige materialer og skjer gjerne i

## KAPITTEL 8

teleløsningen. Det øverste jordlag vil da få overskudd av vann og fastheten reduseres. Glidninger kan da oppstå i jordlaget over underliggende is.



Figur 1. Typer av skråningsskader i jord.

## 2. FORUNDERSØKELSER AV GRUNNFORHOLD

På grunnlag av forundersøkelser kan sikringstiltak prosjekteres.

Problem	Vurderingsgrunnlag	Undersøkellesmetoder
Lagdelling	Lagtykkelser Korngradering	Sondering Prøvetaking
Erosjon	Korngradering	Prøvetaking
Grunnvann	Grunnvannstand Permeabilitet Vannmengde	Grunnvannstandsmåling Poretrykkmåling Vurdering av overvanns- og grunnvannsstrømning

Grunnvannsforholdene endres ved uttaking av skjæringer. I mange tilfeller vil det være vanskelig å bedømme mulighetene for skader på skråningene på planstadiet. Endelig valg av sikringstiltak må da utføres eller justeres under anleggets gang.

## 3. SIKRING MOT OVERFLATESKADER

Sikring mot dyperegående glidninger og andre mer omfattende skader må bygge på geotekniske undersøkelser og er ikke omtalt i det følgende.



Skadetype	Skadeårsak	Tiltak		
		Vanlig forhold Ikke spesielt erosjons- ømfintlig grunn. Ingen spesielle grunnvanns- problemer. Lite nedbør. Lokale erfaringer viser små skråningsproble- mer.	Vanskelige forhold Mer erosjonsømfintlig grunn og mulighet for glidninger. Konsentrerte uttrekk av grunnvann. Lokale erfaringer viser at skråningsskader er van- lig.	Ekstreme forhold Erosjonsømfintlige masser og/ eller leirige masser som er ut- satt for overflateglidninger. Konsentrerte uttrekk av grunn- vann. Betydelig nedbør og over- flatevann. Lokale erfaringer vi- ser at skråningsskader er meget omfattende.
Overflateerosjon	Overflatevann og nedbør som renner ned skråningene.	Grasdekke Terrenggrøft	Grasdekke Midl. sikring Terrenggrøft	Grasdekke Midl. sikring Terrenggrøft Grus- eller pukklag
Grunnvannserosjon	Uttrekk av grunnvann, konsentrert i laggrenser evt. fra avbrutt jordbruksdren eller grøfter.	Grasdekke Terrenggrøft	Grasdekke Midl. sikring Terrenggrøft Skråningsdren	Grasdekke Midl. sikring Terrenggrøft Skråningsdren Grus- eller pukklag
Overflateglidning	Nedsatt fasthet i sjikt parallelt skråningen. Oppbløtt grunn pga. tining av tele og nedbør	Grasdekke Terrenggrøft	Grasdekke Midl. sikring Terrenggrøft Skråningsdren	Grasdekke Midl. sikring Terrenggrøft Slakere skråningshelninger Skråningsdren Drensgrøft Evt. grus- eller pukklag

Figur 2. Skadetype – tiltak.

### a. Valg av sikringsmetode

Avhengig av forholdene (grunnforhold, klima og værforhold) kan figur 2 være retningsgivende for valg av sikringsmetode. Lokale erfaringer når det gjelder omfanget av skråningsskader bør også tas med i vurderingsgrunnlaget ved valg av sikringsmetode.

### b. Skråningshelning

Figur 3 gir forslag til skråningshelning avhengig av jordart, geometri og topografi. Figuren viser når ekstra sikringstiltak kan være nødvendig i tillegg til, eller som alternativ til slakere skråningshelning.

Utslaking av skråningene kan være aktuelt også ut fra estetiske, miljømessige, trafikksikkerhetsmessige hensyn, på grunn av snøforhold og ut fra jordbruksmessige ønsker. Største helning på jord som godtas som dyrkningsjord (maskinjord) er 1:7 (1:6).

### c. Etablering av vegetasjonsdekke

Vegetasjonsdekke skal hindre overflatevann i å grave, samtidig som røttene skal virke som armering av det øverste jordlag og redusere risikoen for sig og glidninger. Vegetasjonsdekke av gras er det mest aktuelle.

#### 1. Valg av grasfrø

Valg av grasfrø er først og fremst betinget av klima, vekstgrunnlag og lokale erfaringer. Forslag til grasfrøblanding:

Engkvein	10–15%
Sauesvingel	50%
Rødsvingel	30%
Timotei	5–10%

Det nyttes en frømengde på 8–10 kg pr. dekar.

Grunnforhold (Materialer, grunnvannsforshold, skråningshøyde)	Stein	Grus	Sand		Finsand/silt		Leire				
			Tørr	Vann- mettet	Tørr	Lagdelt Vann mettet	Skjæringsdybde		Fyllingshøyde <sup>2)</sup>		
							0-10 m	> 10 m	0-5 m	5-10 m	10-15 m
Anbefalt største skråningshelning	1:1,25	1:1,5	1:1,5	1:1,5	1:2	1:2- 1:3	1:2 <sup>1)</sup>	1:3	1:2	1:3 <sup>1)</sup>	1:3 <sup>1)</sup>
Grasdekke		x	x	x	x	x	x	x	x	x	x
Ekstra sikring kan være nødvendig			(x)	(x)	x	x		x			(x)

<sup>1)</sup> Stabilitet mot dyperegående glidninger må undersøkes.

<sup>2)</sup> Figuren gir høydeintervaller fra vegbane. Eks. skråningsdel ned til 5 m under vegbane skal ha helning 1:2, intervallet 5-10 m under vegbane helning 1:3 osv.

*Figur 3. Anbefalt skråningshelning.*

En grasfrøblanding består av flere grasarter. En grasart kan forefinnes i flere sorter (prominienser), og man må derfor velge de prominienser som er tilpasset klimaet og vekstforholdene på stedet.

## 2. Gjødsling

Det er en forutsetning for vellykket tilsåing at det gjødsles med riktig type og mengde. Ettergjødsling kan være helt nødvendig for å hindre at grasteppet dør ut.

Grunngjødsling gis samtidig med såing. Gjødselmengde og gjødselslag velges etter figur 4.

Gjødselslag	Grunngjødsling, kg pr. dekar		
	300–500	Årsnedbør, mm 500–1000	over 1000
Fullgjødssel	40	60	80
Superfosfat	40	30	15

Figur 4. Gjødsling av gras.

Nyetableringer ettergjødsles 2. vekstsesong. Det påføres da 30–50 kg fullgjødssel pr. dekar. På relativt bratte skråninger med stor erosjonsfare utføres ettergjødsling hver vår.

## 3. Såing

Matjord skal normalt ikke påføres skråningen. Gjødsling og såing av grasfrø kan foregå manuelt eller med maskinelt utstyr.

- Manuelt: Til å beskytte grasfrøet i spiringsfasen kan det påføres beskyttelseslag av f.eks. torv.
- Maskinelt utstyr: (Hydro-seeder System). Vann, frø, gjødssel og cellulose blandes i tank og sprøytes ved pumping på ferdig planert skråning. Normalt brukes 50 kg tørr cellulose pr. dekar. Skråninger som utsettes for erosjon og overflateglidninger i vekstperioden kan beskyttes midlertidig ved å øke mengden av cellulose i blandingen. Skråninger som kan

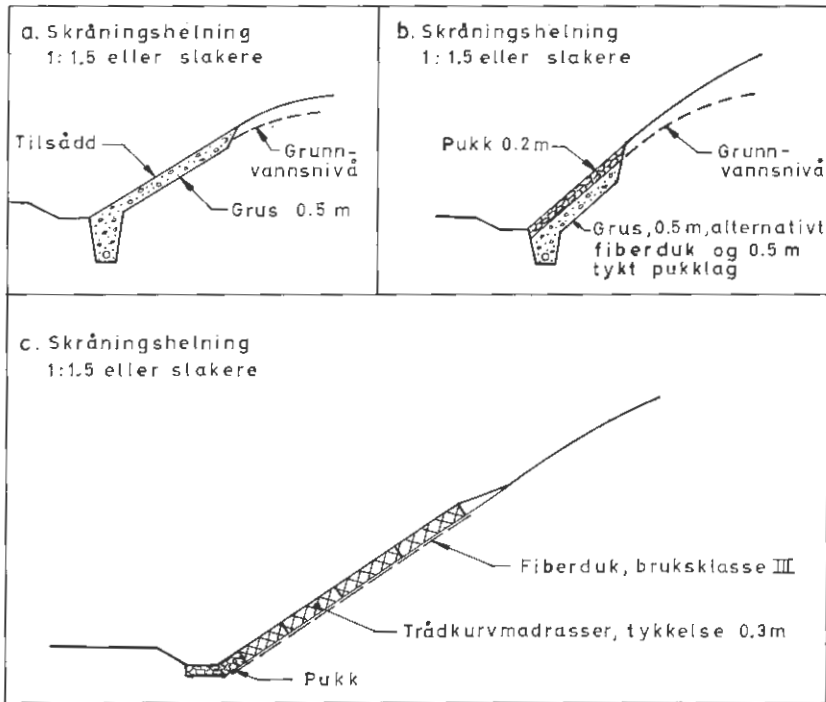
få erosjonsskade før graset har slått rot, kan påføres 100 kg tørr cellulose pr. dekar, under ekstreme forhold 200 kg.

#### d. Masseutskifting

I skråninger der det er særlig vanskelig å få massene til å ligge i ro, vil masseutskifting kunne bli nødvendig. Slik masseutskifting kan utføres som vist på figur 5a-c.

Utførelsen vist i figur 5b er også aktuell der klimatiske forhold hindrer at det dannes grasdekke på skråningsflaten.

Å sikre skråningsflaten med steinfylte trådkurvmadrasser som vist i figur 5c, kan være aktuelt i særlig bratte og ellers problematiske skråninger. Steinfylte trådkurvmadrasser må alltid legges på grusfilter eller på fiberduk.



Figur 5. Skråningsbeskyttelse ved masseutskifting.

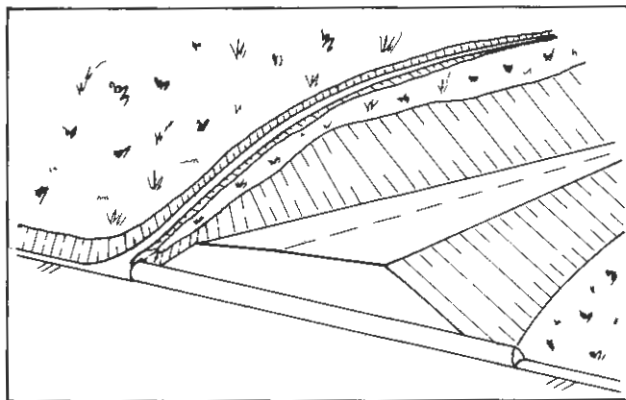
### e. Drenering for vegskråninger

Ved drenering av en skråning tas det sikte på å motvirke:

- Overflateerosjon ved å avskjære vann som ellers vil renne ut over skråningsflaten.
- Grunnvannserosjon og overflateglidning ved å ta vare på vann som kommer ut av grunnen i skråningen.

#### 1. Overflatedrenering

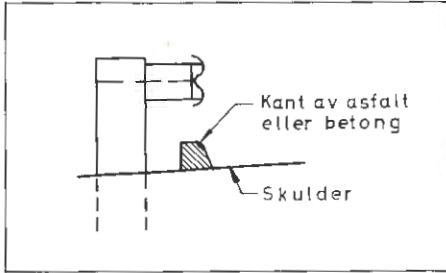
Vann som kommer fra terrenget kan avskjæres med terrenggrøft som vist på figur 6. I permeable jordarter må disse grøftene ha tett bunn (krybbe-rør o.l.).



Figur 6. Prinsippskisse for terrenggrøft.

Der fyllingsmateriale er lett eroderbart, bør det i enkelte tilfeller anlegges en ca. 10 cm høy kant av asfalt eller betong på ytterste del av skulderen. Vannet tas ned skråningen med visse mellomrom i egnede renner, eller tas inn i vegens overvannssystem.

Figur 7 viser kant av asfalt eller betong plassert i forhold til rekkverk. Kanten limes fast til vegdekket. Det vises til kapittel 5 Drenering s. 160.



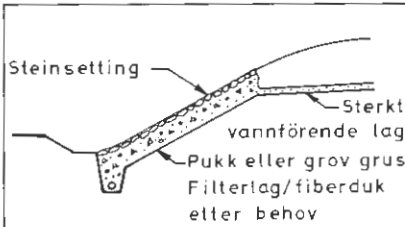
Figur 7. Kant for oppsamling av overflatevann fra vegbane.

## 2. Grunnvannsdrenering

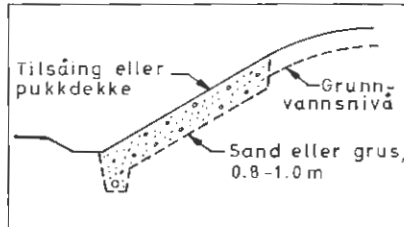
I de fleste tilfeller er den drenerende virkning av drensgrøft ved foten av skråningen tilstrekkelig drenering for sikring av skråning.

Der grunnvannet kommer fram i årer eller i sjikt i skråningen, kan vannet fanges opp som vist på figur 8.

Der det er jevnt vannsig i skråningen og fare for overflateglidninger, kan det være nødvendig med skråningsdren vinkelrett på vegggrøften, se figur 9. Den drenerende virkning av skråningsdrenene er da av særlig betydning i teleløsningsperioden. Avstanden mellom skråningsdren varierer med bl.a. jordarten, 4–6 m. Grøftebredden er ca. 0,5 m.



Figur 8. Drensgrøft fra vannførende skikt med stor vannføring.



Figur 9. Skråningsdren vinkelrett på vegggrøft.

## f. Anleggssikring av utgravninger og skråninger

Det kan være behov for å sikre graveskråninger og vegskråninger midlertidig under arbeidets gang. Slike midlertidige sikringstiltak kan inngå i en permanent sikring. I de fleste tilfelle vil midlertidig sikring ha kortsiktige mål. I figur 10 er det for de enkelte hovedtyper av jordarter foreslått

Sikringstiltak	Jordart				
	Stein – grus	Sand – silt		Siltig leire – leirig silt	Leire
		lav grunn- vannst.	høy grunn- vannst.		
Ingen	X (vanligvis)				X (vanligvis)
Bortledning av overflatevann – terrenggrøft	(x)	x	x	x	
Gjerdeneetting for å – redusere vannhast. – holde på massene	(x)	x	x	(x)	
Plastfolie på skråningsflaten for å – hindre erosjon – holde på fuktighet		x x	x	x (bratt skrå- ning)	
Senking av grunn- vannstand ved – grøfting – pumpebrønner (well points)			x x	x	
Isolering, f.eks. med vintermatter eller halm for å hindre anrikinger av vann ved frysing		x		x	

Figur 10. Tiltak for midlertidig sikring mot erosjon og overflateglidninger.

alternative tiltak for midlertidig sikring mot erosjon og overflateglidninger.

#### 4. STØTTEMURER

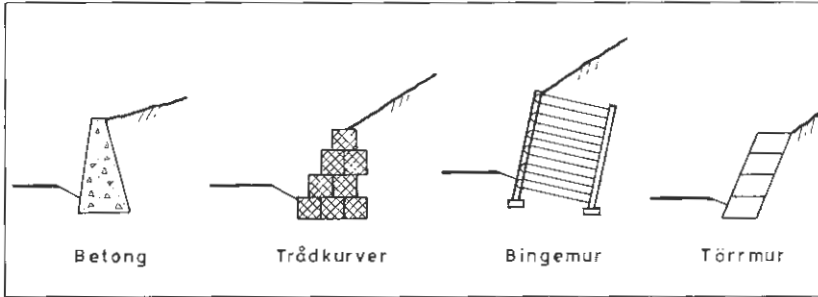
Ved en skjematisk inndeling etter utforming og virkemåte, kan man skille mellom tre grupper støttemurer:

- gravitasjonsmur
- vinkelstøttemur
- ribbemur

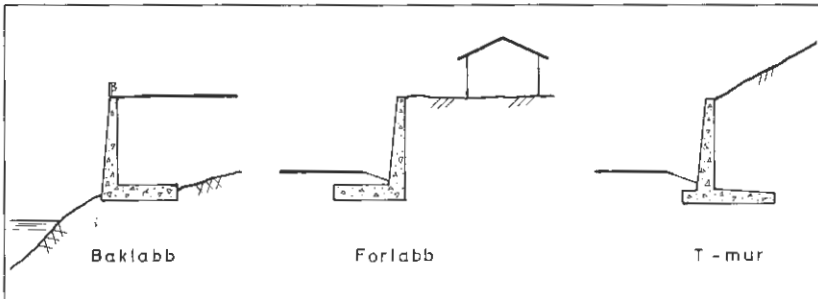


### a. Murtyper

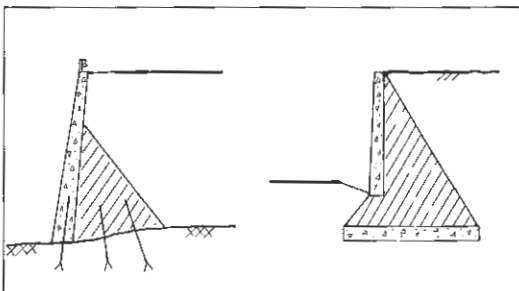
De enkelte murtyper er vist i prinsipp i figur 11–13.



Figur 11. Gravitasjonsmur.



Figur 12. Vinkelstøttemur.



Figur 13. Ribbemur.

**b. Bruksområder – dimensjonering**

Støttemurer må betraktes som faste bygningskonstruksjoner, der konsekvensene av sammenbrudd kan bli store, spesielt for høye murer. Enhver dimensjonering av støttemur må derfor omfatte:

- Stabilitetsberegning/vurdering for de omkringliggende områder. Ofte kan den endring i geometri som muren forårsaker, gi forverret områdestabilitet.
- Beregning av jordtrykk og bæreevne som til sammen gir murens ytre mål og grunnlag for materialdimensjoner.

I områder med løsavleiringer av kohesive jordarter (leire, silt) må det alltid utføres grunnundersøkelser før prosjektering. Spesielt for høye murer (> 5 m) må dimensjoneringen utføres av sakkyndig instans. Figur

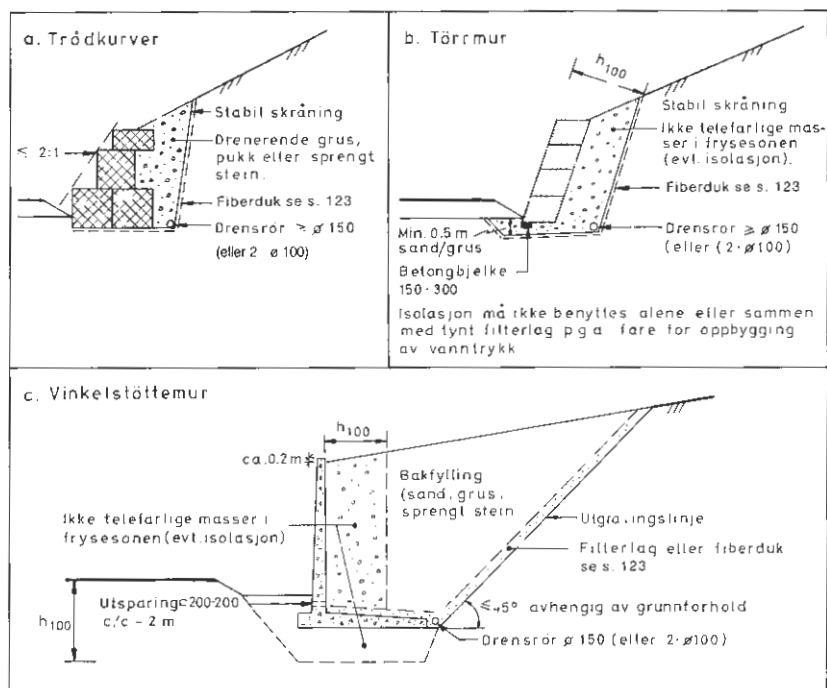
Murtype		Maksimumshøyde h, m	Sålebredde ca.		Merknad
			Mur i vegfylling	Mur i skråning (1:2)	
Gravitasjonsmur	Betong	4–5	0,5 h–0,7 h	0,6 h–0,8 h	
	Trådkurver	3	–	ca. 0,7 h	Max fronthelning 2:1. Trådkurver må ikke brukes som underlag for veg, brufundament el. kai.
	Bingemur	5–9	–	0,45 h–0,65 h	Om nødvendig ekstra korrosjonsbeskyttelse mot jord.
	Tørrmur (stein el. betong)	3–4 (Min. murtykkelse 0,5 m)	Dimensjon av elementer fastlagt fra fabrikk. Usikkert beregningsgrunnlag. Baseres på erfaringer.		
Vinkel støttemur	Baklabb	5	0,5 h–0,8 h	0,5 h–0,8 h	Bruhåndbok 001 – kap. 07 (4)
	Forlabb	5	0,8 h–1,5 h	>0,8 h	
	T-mur	6–8	0,4 h–0,7 h	0,5 h–0,8 h	
Ribbemur	Flere varianter		Avhengig av grunnforhold, geometri og konstruktiv utforming.		

Figur 14. Bruksområder og ca. dimensjoner for ulike murtyper.

14 gir tilnærmet murdimensjoner der undergrunn og bakfyllmasser består av friksjonsjord (sand – sprengt stein). Figuren er kun ment som veiledning ved foreløpige kostnadsoverslag og må ikke legges til grunn for dimensjonering.

Konstruksjoner som er ømfintlige for forvitring og korrosjon, må brukes med forsiktighet. Dette gjelder spesielt utførelser der stål ligger direkte mot jord og dermed ikke er tilgjengelig for kontroll, (trådkurver, bingemur, armert jord).

Metoden *armert jord* ble introdusert i Norge i 1978, og man har foreløpig ingen erfaring med metoden her i landet. Ut fra en vurdering av konsekvensene ved eventuelt brudd som følge av korrosjon i armeringen, frarådes foreløpig bruk av armert jord i permanente konstruksjoner.



Figur 15. Fundamentering, bakfylling og drenering av støttemur.

**c. Utførelse (fundamentering – bakfylling)**

Dimensjoneringen baseres på visse forutsetninger om fundamentunderlag, bakfylling, drenering, frostpåvirkning, trafikkbelastning etc. For å sikre at utførelsen samsvarer med beregningsforutsetningene, bør arbeidstegningene ledsages av en detaljert beskrivelse, og materialer og utførelse må kontrolleres.

For prefabrikerte murtyper, har fabrikanten ofte egne spesifikasjoner. Disse er normalt nokså generelle, og det anbefales å vurdere de lokale forhold i hvert enkelt tilfelle.

Prinsipp for fundamentering, drenering og bakfylling for tre støttemurtyper er vist i figur 15. For vinkelstøttemurer vises også til ref. (4).

**d. Estetiske hensyn**

Der det stilles spesielle krav til murfasadens utseende, kan det oppstå konflikt mellom tekniske og estetiske hensyn ved valg av murtype og utforming. Estetiske hensyn kan ivaretas ved forblending, spesiell forskalingsteknikk e.l. Tilsåing på trådkurver, hengebeplantning fra murkrone osv. kan gi en tiltalende virkning. Ved avslutning av murens endeparti, bør en myk overgang til omgivende terreng tilstrebes.

## B. Skråninger mot vann

### 1. ELVEFORBYGNING

#### a. Skader – lovbestemmelser

Ved ethvert inngrep i et elveprofil, f.eks. ved utfylling, graving, bygging av brupilarer etc., vil det oppstå endringer av strømningstilstanden som ofte kan forårsake endret erosjonsaktivitet i elveskråningene. Innsnevring eller utvidelse av profilet vil normalt ha virkning på strømforholdene, både oppstrøms og nedstrøms, i ugunstigste fall over betydelige elvestrekninger. I mange elveløp foregår også en naturlig erosjon som kan få betydning selv for konstruksjoner som ikke er i direkte berøring med vannet.

Norges Vassdrags- og Elektrisitetsvesen bør kontaktes i forbindelse med inngrep som antas å få nevneverdig virkning for omgivelsene.

Juridisk er inngrep i vassdrag regulert i følgende lover:

- Lov av 15. mars 1940 om vassdragene
- Lov av 28. juni 1957 om friluftslivet
- Lov av 6. mars 1964 om laksefiske og innlandsfiske
- Lov av 19. juni 1970 om naturvern
- Lov av 26. juni 1970 om vern mot vannforurensning
- Lov av 10. desember 1971 om planlegging i strandområder og fjellområder

#### b. Forundersøkelser

Kjennskap til følgende forhold bør normalt legges til grunn for beregning/vurdering av erosjonssikring.

- Hydrauliske forhold: Høyeste og laveste vannstand med tilhørende strømhastighet i ulike deler av elveløpet. Islegging, isgang og virkning av dette på strømforholdene.
- Geometriske/geotekniske forhold: Brunnprofil, skråningshelning, elveløpets geometri (rettlinjet/innerkurve/ytterkurve), løsmassenes korngradering, elveskråningens stabilitet.
- Erosjonsaktivitet: Elveløpets erosjonsstabilitet, lokalisering og omfang av erosjon.

## KAPITTEL 8

I de fleste tilfeller vil opplysninger fra lokalbefolkningen sammen med enkle observasjoner og målinger, gi et rimelig vurderingsgrunnlag. Norges Vassdrags- og Elektrisitetsvesen har måledata og erfaringsgrunnlag fra en rekke vassdrag. Om nødvendig bør målinger utføres, evt. med bistand fra sakkyndige.

### c. Sikringsmetoder

#### 1. Steinplastring

Elveforbygning med dekningslag av stein er normalt den billigste sikringsmetode.

Forbygningsstein er spesielt utsatt for frostforvitring. Skifrige eller lett oppsprekkelige bergarter eller andre svake bergarter bør derfor ikke benyttes. Best egnet er krystallinske bergarter med kubisk form.

Sprengt stein må benyttes i elver med isgang. I elver uten isgang kan stein fra grustak eller elv benyttes. Maksimal skråningshelning for rundet stein er 1:2.

Anvisningene for beregning av nødvendig steinstørrelse, gjelder bare for relativt enkle strømningsforhold. Det er ikke tatt hensyn til at vannhastigheten mot elvesidene vanligvis er mindre enn sentralt i elveløpet. Beregningene gir derfor et noe ugunstig resultat.

For å kunne beregne nødvendig steinstørrelse må følgende være kjent:

- Vanndybde ved dimensjonerende flom
- Fall på vannspeil
- Skråningshelning mot elv
- Steinens masse

Fall på vannspeilet i elven vil vanligvis jevne seg noe ut ved økende vannføring.

Nødvendig steinstørrelse  $d_{60}$  kan beregnes etter følgende formel (5):

$$d_{60} \leq k \cdot \frac{\rho_v \cdot h \cdot I}{(\rho_s - \rho_v \cdot 0.056)} \cdot \frac{1}{\cos \alpha}$$

der  $k$  = korreksjonsfaktor for sideskråning, se figur 16

$\rho_v$  = masse av vann,  $\text{kg/m}^3$

$\rho_s$  = masse av stein,  $\text{kg/m}^3$

$h$  = vanndybde ved dimensjonerende flom, m

$I$  = helning av vannspeil

$\cos \alpha$  = cosinus til helning av elvebunn

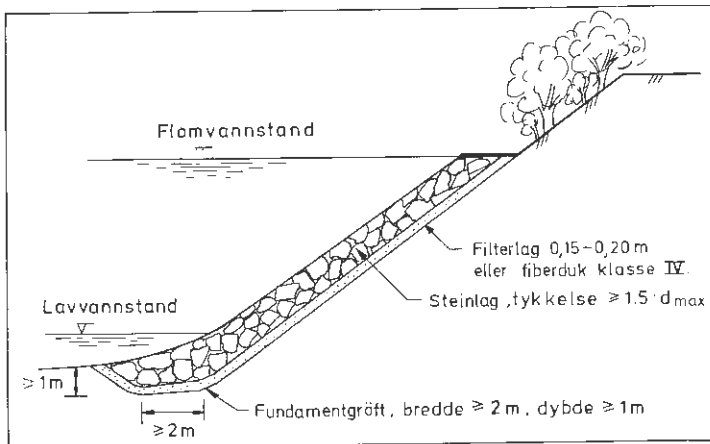
(Korrelasjonen  $1/\cos \alpha$  neglisjeres for helning mindre enn 1:10)

Det brukes samfengte masser til forbygningen.

Steintype \ Helning	Helning		
	1:1,5	1:2	1:3
Sprengt stein	1,6	1,3	1,1
Rundet stein	–	1,4	1,15

Figur 16. Korreksjonsfaktor  $k$  for sideskråning.

Filterlag eller fiberduk skal legges ut når materialet i skråningen er sand, silt eller leire. Filterlaget kan bestå av gradert grus eller subbus med filteregneskaper. Filterlaget kan sløyfes når steinkledningen er minst 1,5 m tykk og består av samfengt sprengt stein, se ellers figur 17.



Figur 17. Elveforbygning av stein.

Fundamentgrøft utføres i bekker og i elver der det er adkomst for graveutstyr. I større elver føres steinlaget utover til der bunnen flates ut. Alternativt kan foten sikres med trådkurver.

Forbygningen må føres godt forbi de partier som er utsatt for erosjon. Avslutningen bør føres inn i viker eller mot ørdannelse og om nødvendig graves inn i skråningen.

Vanligvis skal steinkledningen føres opp til flomvannstand.

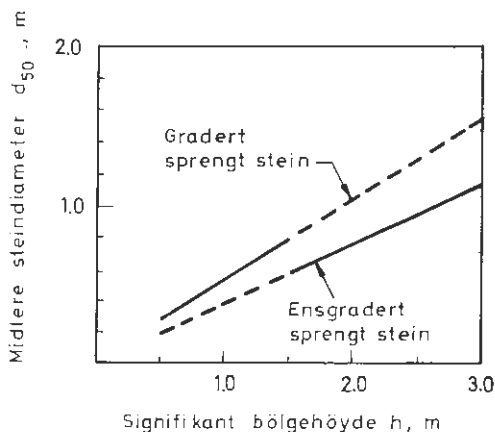
## 2. SIKRING MOT BØLGEEROSJON

Plastring med stein er normalt den billigste sikringsmetode.

Signifikant bølgehøyde legges til grunn for dimensjoneringen. Definisjon: «Signifikant bølgehøyde er den gjennomsnittlige høyde av den høyeste tredjepart av minst 200 etterfølgende bølger.» Bølgehøyden kan bestemmes ved målinger, eller beregnes tilnærmet fra topografi og vindforhold.

Den maksimale bølgehøyde er normalt opptil 1,8 til 2 ganger signifikant bølgehøyde.

Der erosjonsbeskyttelse anses påkrevet, bør skråningshelningen være 1:11/2 eller slakere. Gjennomsnittlig steinstørrelse  $d_{50}$  i plastringslaget bestemmes av figur 18.



Figur 18. Steinstørrelse for sikring mot bølgeerosjon.



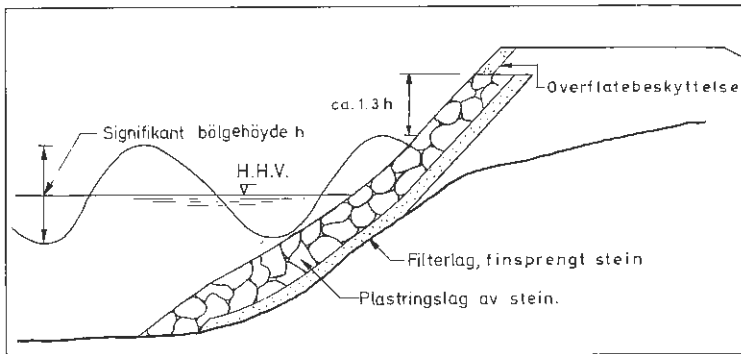
For bølger over 1,5 m anbefales å benytte ensgradert stein (stein av lik størrelse). For bølger mindre enn 1,5 m kan graderte materialer benyttes.

Som figur 18 viser er det tildels stor stein som må benyttes. Derfor vil det normalt være nødvendig med filterlag mot grunnen. Dette kan bestå av mer gradert finsprengt stein.

Figur 18 baserer seg på en teoretisk utledet formel (Hudsons formel). Nødvendig steinstørrelse etter formelen synes å ligge over erfaringsverdier, men foreløpig er det ikke tilstrekkelig grunnlag for en empirisk framstilling.

Hudsons formel forutsetter dypt vann foran skråningen. Ved grunt vann vil vanddybden begrense bølgehøyden fordi bølgene vil bryte før de når skråningen. Formelen gjelder når vanddybden er større enn ca. 1,3 ganger bølgehøyden.

Prinsippskisse for utforming er vist i figur 19. Plastringen føres 1,3.h over signifikant bølgetopp. Over dette nivå foretas overflatebeskyttelse mot bølgesprut.



Figur 19. Utforming av steinplastring.

De viktigste bestemmelser som berører anleggsvirksomhet i strandområder, finnes i følgende lover:

- Lov av 24. juni 1933 om Havnevesenet.
- Lov av 17. juni 1955 om saltvannsfiskeriene.
- Lov av 28. juni 1957 om friluftslivet.
- Lov av 6. mars 1964 om laksefiske og innlandsfiske.
- Lov av 19. juni 1970 om naturvern.
- Lov av 10. desember 1971 om planlegging i strandområder og fjellområder.

## C. Skråninger i fjell

### 1. RAS – TYPER OG ÅRSAKER

Med ras forstås faste masser som løsner og faller, glir og/eller ruller nedover skråningen. Rasmasser kan bestå av snø, is, løsmasser og berggrunn eller blandinger av disse massetypene. Utrasning av fjellsider deles i tre typer, steinsprang, steinskred og fjellskred. Det er videre praktisk å ta med iskjøving under dette avsnitt.

#### – Steinsprang

Når en eller noen få enkeltstein løsner og beveger seg nedover betegnes dette som steinsprang. Vanligvis er massen begrenset til et par  $m^3$ , men masser begrenset oppad til ca.  $100 m^3$  vil kunne benevnes som steinsprang.

Steinsprang er forårsaket av at løse blokker eller oppsprukket berggrunn løsner. Den umiddelbare årsak er ofte nedbør, teleløsning, rystelser eller varmetvidelse, mens den bakenforliggende årsak er forvitring.

#### – Steinskred

Når steinmasser med størrelse mellom  $100$  og  $10\,000 m^3$  løsner og beveger seg nedover, betegnes dette som steinskred. Steinskred forårsakes vanligst av at ustabil berggrunn løsner, eller av steinsprang som setter ur eller andre løsmasser i bevegelse.

#### – Fjellskred

Når fjellsider med større volum enn  $10\,000 m^3$  løsner, betegner en dette som fjellskred. Fjellskred kan medføre store ødeleggelser, særlig dersom massene beveger seg ut i vann, eller fører til oppdemning av elver.

Normalt vil fjellskred kunne varsles ved steinsprang og ved observasjon av etablerte målepunkter.

#### – Iskjøving

Under bestemte klimatiske forhold kan overflatevann, sigevann og/eller grunnvann som renner på skjæringen forårsake isdannelse. Isen kan ofte

vokse ut fra skjæringen, over grøft og ut i vegbanen. Når grøften er frosset, vil oppdemt vann lett forårsake omfattende isdannelse i vegen.

I mildvær vil tinende is fra skjæringen forårsake nedfall på vegen.

## 2. FJELLSKRÅNINGER

### a. Forundersøkelser av fjellskråninger

Rasfaren i naturlige fjellskråninger kan kartlegges og klassifiseres ved forundersøkelser. Slike forundersøkelser vil også gi et godt grunnlag for vurdering av rasfaren i prosjekterte fjellskjæringer. Men ofte vil en rimelig sikker vurdering kreve detaljundersøkelser, særlig måling av bevegelser, i sjeldnere tilfelle boringer og permeabilitetsmålinger.

Vanlige forundersøkelser består i geologisk kartlegging, registrering og vurdering av rassår og tidligere eller pågående bevegelser. Forekomst av steinsprang, spesielt begynnende aktivitet, kan være et varsel om at et større område er i ferd med å bli ustabilt.

### b. Sikring av fjellskråninger

Vanligvis har fjellskråninger i Norge stått stabile i lang tid. Der fjellskråningene har blitt ustabile, er dette markert med urer ved fjellfoten.

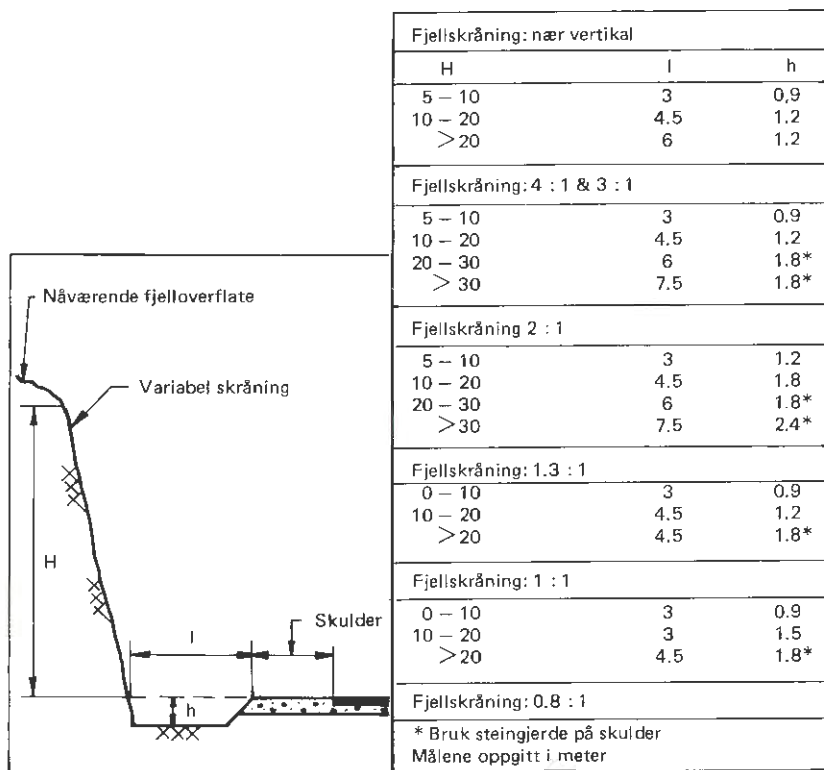
Når forholdene krever sikring, bør det foretas forundersøkelser. Sikring ved inngrep i skråninger vil ofte påvirke stabiliteten i uheldig retning. Virkningen av en sprengning som sikringsmetode må derfor vurderes nøye på forhånd. Selv lett rensk kan fjerne «låsblokker» med redusert stabilitet til følge. Vanligvis bør derfor sikring gå ut på å stabilisere den naturlige skråning ved bolting, støttemurer; injisering eller drenering.

Stadig steinsprang kan sikres ved etablering av verneskog og bygging av ledevoller, fanggrøfter, tunneler og overbygg. Mest benyttet er likevel oppsetting av fanggjerder eller wirenøter. Dersom disse blir oppsatt riktig, med tilstrekkelig slakk, kan slike gjerder være meget effektive.

3. SKJÆRINGER

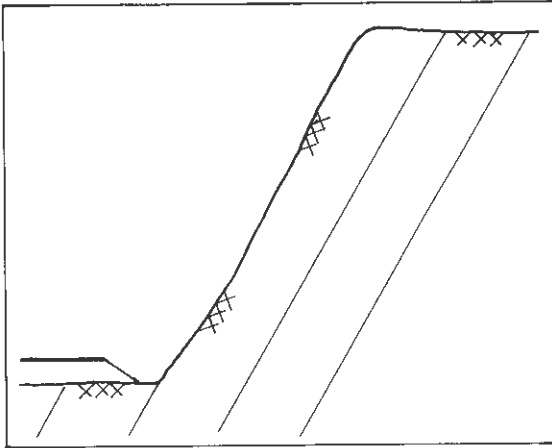
a. Prosjektering av skjæringer i berggrunn

På grunnlag av den geologiske undersøkelsen vil man oftest finne fram til den mest gunstige utforming av skjæringen. Generelt er det fordelaktig for å redusere skadevirkningen av fallende stein fra skjæringsveggen, at skjæringen utformes vertikal, og med en tilstrekkelig bred og dyp fanggrøft mellom veg og skjæring. Der dette ikke vil føre til gjenstående større ustabile partier anbefales dette, med en utforming av gjerde og fanggrøft som vist på figur 20.



Figur 20. Dimensjonering av fanggrøft for steinsprang.

Ofte vil det imidlertid være lagdeling og brudd i berggrunnen som vil bli bestemmende for skjæringens hellingsvinkel. Utsprengningen må i slike tilfelle legges til rette slik at bruddplanene følges. Det må legges spesiell vekt på å unngå gjennom boring og bakbrytning av de bruddplan som velges som skjæringsvegg, se figur 21.



Figur 21. Ved utsprengning bør bruddplanene følges.

### b. Sikring av skjæringer i berggrunn.

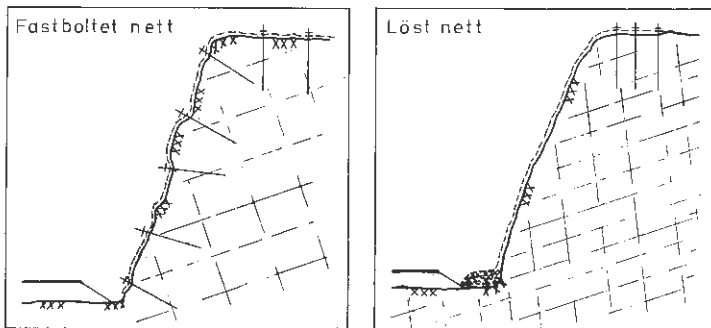
Berggrunnen er ofte gjennomslutt av sprekker, parallelt med overflaten, lagdeling eller bruddstrukturer i området.

Ved bygging av skjæringer skaper man derfor også rasfare på steder som tidligere har vært stabile. Dette faktum er viktig å vurdere ved planlegging av skjæringer i berggrunn. Sikringsarbeider er kostbare, og bare ved å vurdere sikringsbehov i sammenheng med tracé og skjæring-utforming på vegens prosjekteringsstadium vil man oppnå den mest fordelaktige totalløsning. Ved utsprengning av skjæringen er det fordelaktig å skape en slett kontur, og utføre sprengningsarbeidet slik at påkjenningene på den gjenstående bergvegg blir minst mulig. Ujevn boring og hard sprengning vil forårsake oppsprekking og skape ustabile partier som vil bli et problem for sikkerhet og vedlikehold i hele vegens levetid.

## KAPITTEL 8

Den mest benyttede sikringsmetode er rensk. Ved vanlig sprengning vil renskearbeidet ofte bli meget omfattende og kostbart. Det er videre lett å fjerne «låsblokker» ved for hard rensk, noe som kan forårsake en sterk økning av rasfaren. Rensken bør derfor vanligvis være lett, unntatt i helt opplagte tilfelle.

Der det er mulig, bør enkeltblokker boltes fast. Ved sterkt oppsprukket berggrunn, kan det benyttes stigebånd og netting. Nettingen kan etter forholdene enten være fastboltet eller løst nedhengende, figur 22. Løst nedhengende nett er fordelaktig der det raskt samler seg mye småstein bak nettet. Derved blir det mulig med mellomrom å renske grøften for nedfallet.



Figur 22. Prinsipp for sikring av fjellskråning med nett.

Også større partier i skjæringen lar seg sikre best og rimeligst ved bolting i de fleste tilfelle. Mindre understøpninger kan imidlertid også være fordelaktige i enkelte tilfelle.

### 4. ISKJØVING

Iskjøvingsproblemet kan vanligvis løses på en av følgende måter:

- Bred grøft

Dersom vannsiget i skråningen er lite og iskjøvingen beskjeden, kan det gødtas at isdannelsen skjer i skråningsområdet. I skråningen må det av den grunn være plass slik at rimelige mengder is kan dannes uten at det oppstår ulemper for trafikken.

#### – Drenering

Ved å føre vannet fram i dagen på egnede steder, kan isdannelse oppnås før vannet når fram til vegområdet. Dette kan gjøres enten ved å blottlegge vannførende lag eller ved å lede vannet i lukkede grøfter.

Dersom iskjøving må unngås, bør vannet skaffes frostfri dreneringsveg forbi vegområdet. Det kan være gunstig å sprengre opp sprekksoner bak skråningen slik at vannet kan sive ned gjennom sprekkene til lukket grøft eller videre gjennom en oppsprukket sone under vegen. Det samme kan oppnås uten sprengning ved å bore hull og samle vannet til frostfritt, lukket avløpssystem.

Større mengder vann må enten tas ned i rør eller dype, åpne nedføringsrenner som er så smale at is og snø lett kan legge seg over og isolere.

#### – Sikring mot isnedfall.

Nedfall av is kan oppstå under perioder med tining. Som sikring benyttes utstikkende bolter, nedhengende kjetting eller netting, som vist i figur 22.

### Referanser

1. *Håbjørg, A.* (1971). Landskapspleie. NLH.
2. *Rygg, N.* (1972). Overflatestabilitet av skråninger. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, Intern rapport nr. 523, Oslo.
3. *Statens vegvesen.* (1976). Retningslinjer for vedlikehold av vegkanter og skråninger. Vegdirektoratet Håndbok – 002, Oslo.
4. *Statens vegvesen.* (1972). Bruhåndbok, prosjektering del 1, kap. 7. Støttmurer. Vegdirektoratet, Håndbok – 001, Oslo.

KAPITTEL 8

5. *NIF*. (1974).

6. *Statens vegvesen*.

Erosjon og erosjonssikring. NIF-kurs.

Fergeleier, planlegging prosjektering, kap.

5. Erosjon. Vegdirektoratet, Håndbok – 004,

Oslo.



# Kapittel 9

## VEGREKKVERK

A. Vegrekkverkets formål .....	331
B. Behov for vegrekkverk.....	331
1. SKRÅNING .....	333
2. FJELLSKJÆRING.....	334
3. VANN VED FYLLINGSFOTEN .....	334
4. BYGGVERK, TRÆR ETC.....	334
5. MIDTDELER.....	335
6. TRAFIKKDELER .....	335
C. Utforming av vegrekkverk.....	335
1. VEGREKKVERKSTYPER.....	335
2. TEKNISKE KRAV TIL ELEMENTENE.....	339
a. Stålskinne – 310 mm profil .....	339
b. Utblokkingsbøyler .....	340
c. Ståltrekkverk – firkanttrør.....	340
d. Rekkverkstolper av stål .....	340
e. Forzinking.....	340
f. Rekkverkstolper av tre.....	340
g. Prefabrikerte betongelementer .....	341
D. Plassering og lengde .....	341
1. PLASSERING .....	341
2. LENGDE .....	342
a. Forlengelse ved hindring .....	342
b. Forlengelse ved skråninger .....	344
E. Montering.....	345
1. GENERELT.....	345
2. BETONGREKKVERK.....	345
3. STÅLREKKVERK .....	347

a. Montering av stolper .....	347
b. Montering av skinner.....	348
c. Forankring.....	348
d. Tilknytning til sidehindere .....	350
e. Rekkverk i midtdeleere .....	351
f. Åpninger i rekkverket .....	352
g. Vegkryss og viktige avkjørsler.....	352
h. Avkjørsler .....	352
<b>Referanser .....</b>	<b>354</b>

## 9. VEGREKKVERK

### A. Vegrekkverkets formål

Vegrekkverkets formål er å redusere antallet og skadeomfanget av eventuelle utforkjørings- og påkjøringsulykker. Det skal normalt ikke brukes for å bedre vegens visuelle føring.

Planlegging og oppsetting av vegrekkverk er også beskrevet i «Geometrisk utforming», kapittel XI (1).

En hovedregel er at vegrekkverk kun må settes opp der det er farligere å kjøre utfor vegen enn å kjøre inn i rekkverket. Siden vegrekkverket i seg selv er en hindring, må andre trafikkikkerhetsfremmende tiltak vurderes før rekkverk settes opp. Eksempler på slike tiltak kan være; utflating av skråninger, oppfylling i vegens sideområde, utvidelse av fjellskjæring (opplegg av ufarlig jordvoll) eller lukking av grøft. Dersom alternative tiltak vanskelig lar seg gjennomføre eller er vesentlig dyrere, bør vegrekkverk settes opp om en behovsvurdering tilsier det.

I behovsvurderingen, pkt. B, er det angitt når vegrekkverk kan settes opp ved skråninger og hindringer hvor faren for personskaade er stor. De hindringer som er tatt med er:

- Fjellskjæring
- Vann ved fyllingsfoten
- Byggverk, trær etc
- Midtdeler
- Trafikkdelere

### B. Behov for vegrekkverk

Vegrekkverk settes først opp etter at to betingelser er oppfylt. Den første gjelder avstanden fra kjørebanelikanten horisontalt bort til skråningen

## KAPITTEL 9

eller hindringen, figur 1, og dernest om skråningen eller hindringen i seg selv er farligere enn et vegrekkverk. Figur 1 viser den minste tillatte horisontalavstand  $l$  mellom kjørebaneanten og skråning/hindring. Er avstanden mindre enn verdiene i figuren, så er det behov for rekkverk.

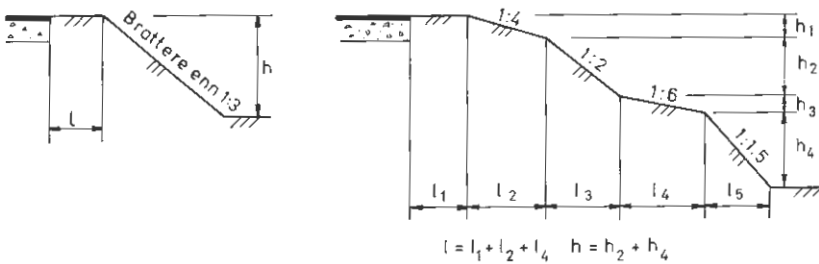
ÅDT	Fartsgrense, km/h			
	50 og lavere	60	70 og 80	90
Under 300	2	2	3	—
300– 1 500	2	3	3	—
1 500– 4 000	3	3	4	5
4 000– 8 000	3	4	4	5
8 000–12 000	4	4	5	6
12 000–25 000	4	5	5	6
Over 25 000	5	5	6	6

Figur 1. Minste tillatte horisontalavstand,  $l$  i meter mellom kjørebaneant og faremoment uten vegrekkverk

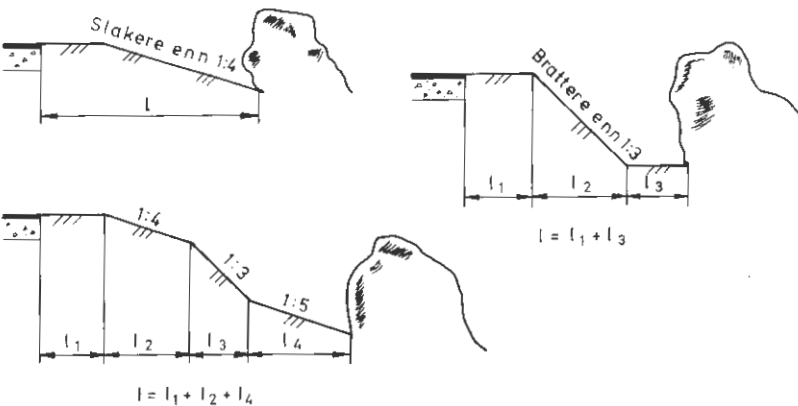
Disse minsteavstandene økes med 2 m på steder der horisontalradien  $R < 1,5 R_{\min}$ , og ellers der risikoen for utforkjøring er stor. Her er  $R$  den aktuelle kurves radius og  $R_{\min}$  minste horisontalkurveradius for vegens dimensjonerende fart.

På eksemplene i figur 2 er det vist hvordan den minste horisontalavstand  $l$  kan beregnes. Hellinger på 1:4 eller slakere regnes i denne forbindelse som tilnærmedelsesvis horisontale og inngår i  $l$ . Hellinger som er 1:3 eller brattere er i seg selv så farlige at de normalt krever rekkverk (se pkt 1 s. 333) og inngår således ikke i  $l$ .

## Skråning



## Hindring



Figur 2. Eksempler på beregning av minste tillatte horisontale avstand ( $l$ ). Alle skrånninger lik eller slakere enn 1:4 inngår i beregningen av  $l$ . Alle skrånninger lik eller brattere enn 1:3 inngår i beregning av  $h$  ( $h$  inngår i figur 3).

## 1. SKRÅNING

Kun skrånninger som er 1:3 eller brattere og har en skråningshøyde  $h$  som er større enn verdiene i figur 3, krever vegrekkverk når skrånningen er nærmere kjørebane-kanten enn vist i figur 1.

Skråningshelning	Skråningshøyde h, m
1:1,5 eller brattere	1,5
1:2	4-6
1:2,5	7-10
1:3	10-15

Figur 3. Minste skråningshøyde h som krever vegrekkverk (eksempler på beregning av h er vist i figur 2)

Innen skråningshøydeintervallene må rekkverksbehovet vurderes spesielt. Faktorer av interesse er kjørefart, trafikkmengde, typen masser som ligger under skråningen, om skråningen er lagt opp av store steiner e.l. og klimaforhold.

## 2. FJELLSKJÆRING

Utstikkende nabber i fjellskjæringer kan gi stor personskaade ved påkjørsel og bør derfor fjernes der dette er økonomisk forsvarlig. På vegger bygget etter vegklasse II c eller høyere, bør det settes opp vegrekkverk når nabber stikker ut mer enn 0,5 m og avstanden til kjørebane-kanten er mindre enn vist i figur 1.

## 3. VANN VED FYLLINGSFOTEN

Vegrekkverk settes kun opp dersom et utforkjørende kjøretøy vil kunne treffe vannet og bli liggende der vanndybden er over 1 m, og denne dybden er nærmere kjørebane-kanten enn vist i figur 1.

## 4. BYGGVERK, TRÆR ETC

Vegrekkverk settes opp ved de byggverk angitt nedenfor som står nærmere kjørebane-kanten enn vist i figur 1. Følgende byggverk vil være farligere enn rekkverk:

- Brupillar
- Landkar
- Støyskjerm med utstikkende partier
- Stor fagverksstolpe
- Portalfot

Trær som står nærmere kjørebane-kanten enn vist i figur 1 bør fjernes. Vegrekkverk settes kun unntaksvis opp ved trær, selv om trestammer på 150 mm diameter (200 mm over bakken) vil være farligere å kollidere med enn et vegrekkverk.

## 5. MIDTDELER

Vegrekkverk settes opp når avstanden til kjørebane-kanten for motsatt rettet trafikk er mindre enn 6 m når fartsgrensen er 70 km/h eller høyere og mindre enn 4 m når fartsgrensen er 60 km/h eller lavere. Dersom det er plassert byggverk, trær etc på midtdelene, gjelder reglene i foregående avsnitt.









## 6. TRAFIKKDELER

Vegrekkverk bør settes opp mellom kjørebane for motortrafikk og gang- og sykkelveg når avstanden mellom kjørebane-ene er mindre enn 1,5 m når fartsgrensen for bilvegen er 70 km/h eller lavere og 3,0 m når fartsgrensen for bilvegen er høyere enn 70 km/h.

# C. Utforming av vegrekkverk

## I. VEGREKKVERKSTYPER

Aktuelle vegrekkverkstyper er vist i figur 4. Vegrekkverkene er her inndelt i stive og myke typer. Stive rekkverk utbøyes lite ved en eventuell kollisjon, max. 700 mm. Myke stålrekkverk gir mindre skade på kjøretøyet enn tilsvarende stive typer (med unntak av betongrekkverk) og bør derfor velges der det er tilstrekkelig utbøyingsrom bak rekkverket. Utbøyingsrommet regnes i denne forbindelse fra forkant rekkverksstolpe til avrundet skråningstopp eller hindring.

Type	Betong	Stål						
	Stivt	Stivt*		Mykt forspent		Mykt		Stivt
								
Stolpe	Stål Tre	IPE 100*** 130 x 150 eller $\varnothing 150 \pm 20$		IPE 80*** 75 x 150 eller $\varnothing 115 \pm 15$		IPE 80*** 75 x 150 eller $\varnothing 115 \pm 15$		IPE 80***
Stolpeavstand, m**		Dobbelt 4 2	Enkelt 4 2	Dobbelt 4 2	Enkelt 4 2	Dobbelt 2	Enkelt 2	2
Utbøyning i m ved fartsgrense km/h								
50/60	0	0,4 0,2	0,5 0,3	0,4 0,3	0,6 0,4	0,6	0,7	0,2
70/80	0	0,5 0,3	0,7 0,4	0,5 0,4	0,9 0,5	0,9	1,0	0,3
90	0	0,7 0,5	0,6	0,7 0,5	1,2 0,8	1,5	1,6	0,4

\* Stivt rekkverk utblokkes når kjørebanelen er bredere enn 6 m

\*\* I kurver endres stolpe-avstanden slik:  $R \geq 150$  m c/c = 4 m,  $150$  m  $> R > 25$  m c/c = 2 m,  $R < 25$  m c/c = 1 m

\*\*\* Eller annet profil med tilsvarende motstandsmoment om begge akser.

Figur 4. Valg av rekkverkstyper

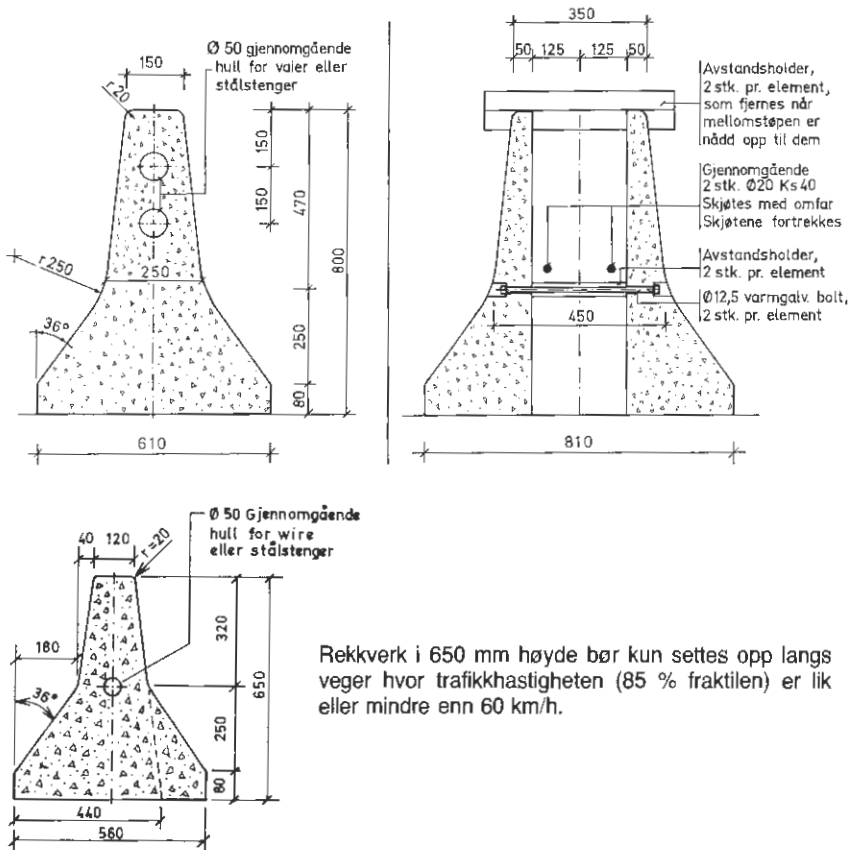


Stive rekkverk bør utblokkes fra stolpen for at ikke kjøretøyets hjul skal treffe stolpen. Der kjørebanelen er 6 m eller smalere, kan utblokking sløyfes.

Hver rekkverkstype er detaljert vist i figurene 5 til 7.

Betongrekkverket vil få sin hovedanvendelse på midtdele og på vegens ytterkant ved fjellskråning der det ikke er utbøyingsrom bak rekkverket. Forspente vegrekkverk (1,3 tonn strekkraft) kan forsøksvis tas i bruk.

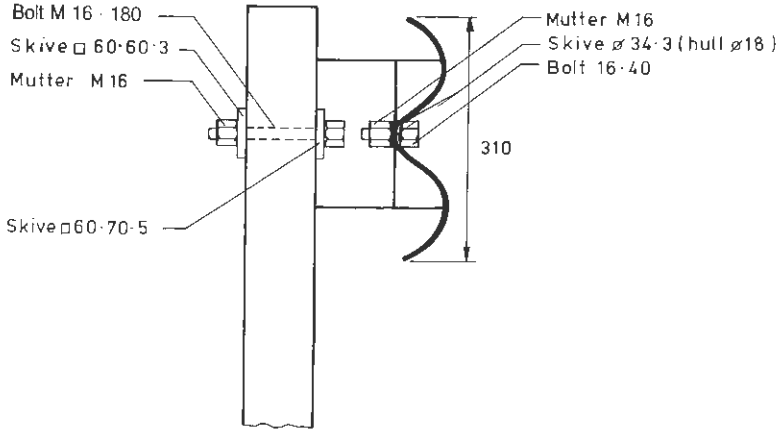
Kabelrekkverk er ikke behandlet her, men kan være aktuelt der det er fare for dannelse av snøfonner etc.



Rekkverk i 650 mm høyde bør kun settes opp langs vegger hvor trafikkhastigheten (85 % fraktilen) er lik eller mindre enn 60 km/h.

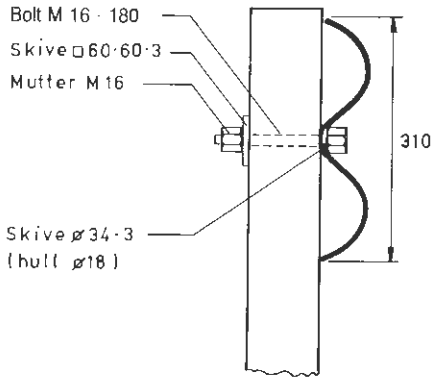
Figur 5. Betongrekkverk.

KAPITTEL 9

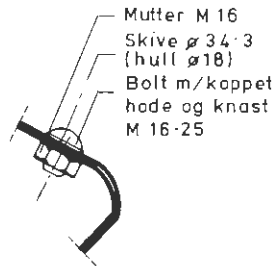


Utblokkert Ståltrekkverk

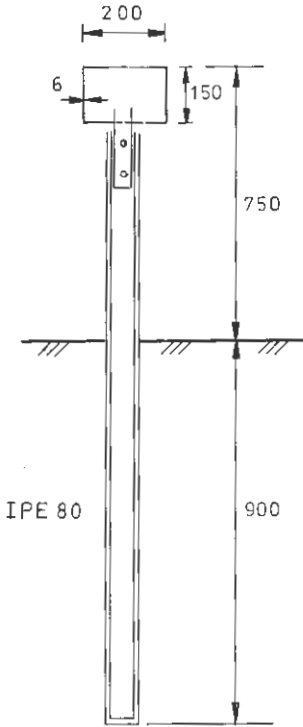
Ikke utblokket ståltrekkverk



Detalj av skinneskjöt



Figur 6. Ståltrekkverk.



Figur 7. Ståltrekkverktype firkantrør.

## 2. TEKNISKE KRAV TIL ELEMENTENE

### a. Stålskinne – 310 mm profil

Stålskinnen skal være utformet som vist på figur 6.

Bruttolengde på en rekkverkseksjon er 4,3 m, (byggelengden er 4,0 m). Hver seksjon har tre ovale hull for festeskruer til stolper, basert på 2 m stolpeavstand. Det benyttes 16 mm 40 kg's festebolt med mutter og firkantskive, samt rund eller rektangulær skive for mellomlegg mellom boltehode og ovalt hull. Rekkverket skal skjøtes med 8 stk. skjøtebolter for hver skjøt. Disse skal være 16 mm x 25 mm spesialsruer med minst én låseknast.

Stålkvaliteten i rekkverket skal minst tilfredsstillende St 37-2. (Strekstyrken av rekkverket i lengderetningen inklusive skjøt skal være minst 39 tonn).

**b. Utblokkingsbøyer**

Utblokkingsbøylens oppgave er å føre skinnen minst 120 mm ut fra stolpen, slik at bilhjulene ikke treffer stolpene. Utblokkingsbøylene skal ha en 16 mm bolt med skive og mutter for å feste rekkverk til bøylene.

En montert utblokkingsbøyle skal tåle minst ett tonn i vertikal langtidslast og 10 tonn horisontalt i senter av skinne uten at bøylene eller stolpen bøyes eller knekkes. Krefteene kan virke hver for seg eller samtidig.

Utblokkingsbøyer brukes på stive stålrekkverk når kjørebanelen er bredere enn 6,0 m. Forankringslengden utblokkes ikke.

**c. Stålrekkverk – firkantrør**

Firkantrøret skal ha et tverrsnitt på 200 x 150 x 6 mm. En rekkverkseksjon skal være 6 m lang. Stålkvaliteten skal minst tilfredsstillende St 37-1.

**d. Rekkverkstolper av stål**

Rekkverkstolper av stål skal være av IPE-profiler eller profiler som tilsvarer disse. Stålstolper bør normalt ha en lengde på 1,9 m. Dersom ytterligere forankring er nødvendig, kan stolper på 2,25 m benyttes eller stolper på 1,5 m påsveiset en stålplate.

**e. Forzinking**

Alle rekkverkdeler i stål skal være varmforzinket. Varmforzinkingen skal minst tilfredsstillende NS 1970, dog skal zinkbeleggets tykkelse være minst 80 µm. For skruer, bolter, skiver og mutre kreves forzinking etter NS 1971.

**f. Rekkverkstolper av tre**

Stolpene skal utføres i furu og være trykkimpregneret av godkjent impregneringsverk. Firkantstolper skal tilfredsstillende handelsmål. Runde stolper

skal ha tilfredsstillende handelse mål med toleranse  $\pm 20$  mm ( $\varnothing 150$  mm) og  $\pm 15$  mm ( $\varnothing 115$  mm). Stolpene dimensjoneres i henhold til figur 4. Normalt vil stolper med lengde 1,7 m kunne brukes.

### g. Prefabrikkerte betongelementer

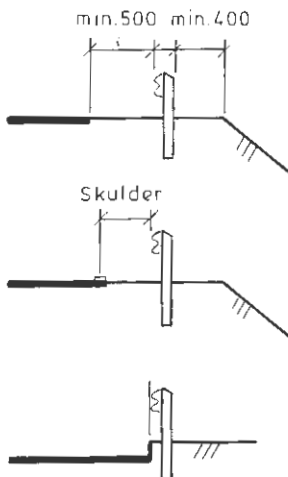
Utformingen av betongelementer er vist på figur 5. Betongen skal tilsvare fasthetsklasse C 35 etter NS 3473.

Produsent av betongelementer skal være godkjent for denne type Produksjon av kontrollrådet for betongprodukter i klasse B 5.

## D. Plassering og lengde

### 1. PLASSERING

Vegrekkverket plasseres slik at innerkanten flukter med vegskulderens ytterkant, dog ikke nærmere kjørebane kanten enn 0,5 m. Kun i spesielle tilfeller kan rekkverket plasseres nærmere enn 0,5 m, f.eks. for å oppnå tilstrekkelig innspenning av stolpen på fylling.



Det skal være minst 0,4 m fra ytterkant stolpe til avrundet skråningstopp der skråningen er 1:3 eller brattere. Der denne minimumsavstand benyttes, må det brukes et rekkverk som kun gir 0,5 m utbøying. Dersom avstanden må være mindre, må rekkverksstolpene være lengre eller spesielt avstivede (f.eks. stål stolpe med stålplate).

Kantstein med høyde over 70 mm bør unngås foran vegrekkverk, fordi den kan føre til at kjøretøy veltes over rekkverket. Regler for bruk av rekkverk på vegger med kantstein vil bli gitt i «Trafikkanlegg i byer og tettsteder» (2).

**2. LENGDE**

Vegrekkverket må være så langt at det dekker den farlige del av skråningen eller den hindring det skal beskytte mot. Utover dette er det viktig å påse at kjøretøy som forlater kjørebanelen i spiss vinkel, ikke kommer inn bak rekkverket og kjører på den farlige hindring/skråning. I tillegg må vegrekkverket forankres, normalt 12 m. Erfaringer viser at de aller fleste utforkjøringar skjer ved en spiss vinkel på  $5^\circ$  eller mer. Forankring vil alltid være nødvendig, mens forlengelse bare er aktuelt der kjøretøy kan komme inn bak rekkverket.

Vegrekkverkets totale lengde består derfor vanligvis av tre deler:

- a = Skråningens eller hindringens farlige lengde (avstanden fra rekkverk først er nødvendig til det ikke lenger er påkrevd)
- b, c = Rekkverksforlengelse for å fange opp kjøretøyer som forlater kjørebanelen med  $5^\circ$ .
  - c =  $\frac{1}{2}b$  for 2-felts vegger
  - c = 0 for 4-felts vegger og vegger med ensrettet trafikk
- d = Forankringslengde, normalt 12 m

Avstandene a, b, c, d og f er vist på figur 8.

Rekkverksforlengelsen b beregnes på to måter, avhengig av om rekkverket settes opp for å skjerme mot hindring eller farlig skråning. Der det både er skråning og hindring, benyttes den beregningsmåte som gir størst lengde for b.

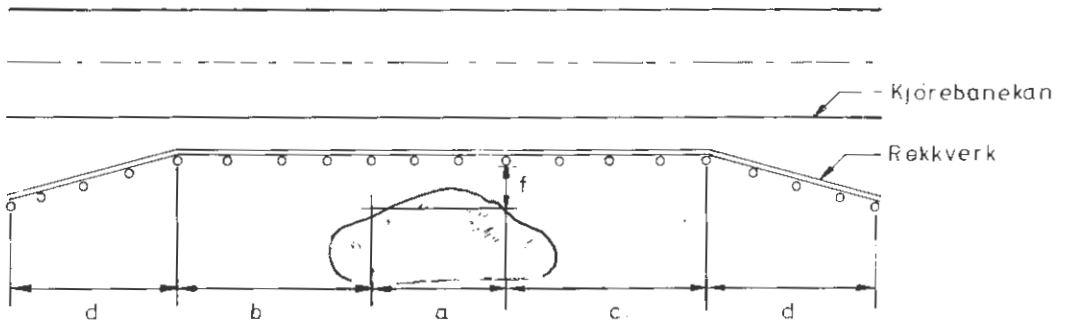
**a. Forlengelse ved hindring**

Rekkverksforlengelsen b finnes fra figur 8.

Lengden f er avstanden fra ytterkant rekkverk til ytterkant hindring eller så langt fra kjørebanelenkanten som figur 1 tilsier. Dette betyr i praksis horisontalavstanden fra figur 1 med fradrag av avstanden fra kjørebanelen til ytterkant vegrekkverk.

De to etterfølgende eksempler viser hvordan avstanden f og b finnes.

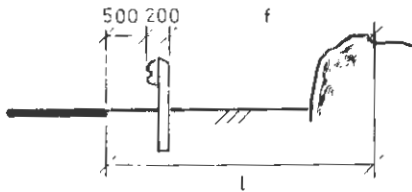
$f, \text{m}$	Rekkverksforlengelsen $b, \text{m}$
1	10
2	20
3	30
4	40
5	50



Figur 8. Rekkverkforlengelse ved hindring

Eksempel 1

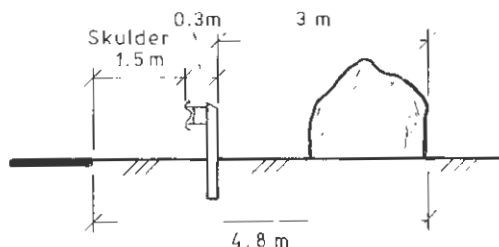
Vegklasse II c  $\approx$  6000 ÅDT  
Fartsgrense 70 km/h



Avstanden  $l$  finnes fra figur 1 s. 332:  $l = 4 \text{ m}$

Avstanden  $f$  kan da beregnes  $f = 4 - (0,5 + 0,2) = 3,3 \text{ m}$

Rekkverksforlengelsen  $b = 33 \text{ m}$  (figur 8)



Avstanden  $l$  finnes fra figur 1 s 332:  $l = 6$  m

Avstanden  $l$  er større enn 4,8 m, følgelig er det behov for rekkverk

Avstanden  $f = 4,8 - (1,5 + 0,3) = 3,0$  m

Rekkverksforlengelsen  $b = 30$  m (figur 8)

### b. Forlengelse ved skråning

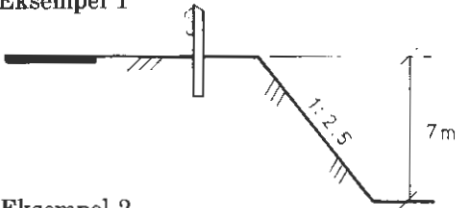
Forlengelsen av vegrekkverket på skråninger der rekkverk er berettiget etter figur 3 beregnes avhengig av skråningshelningen. Forlengelsen beregnes med utgangspunkt i det stedet rekkverk først er påkrevd, se figur 9.

Helning	Forlengelse b, m
1:1,5 eller brattere	10
1:2	30
1:2,5	50
1:3	60

Figur 9. Rekkverksforlengelse ved skråning. De to etterfølgende eksempler viser hvordan  $b$  beregnes.

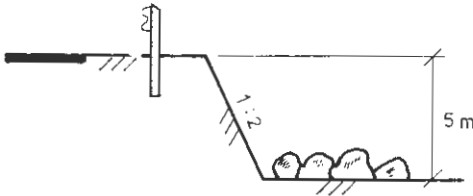


## Eksempel 1



Fra figur 9 finnes rekkverksforlengelsen  $b = 50$  m

## Eksempel 2



Fra figur 9 finnes rekkverksforlengelsen  $b = 30$  m

## E. Montering

### 1. GENERELT

Riktig montering av vegrekkverk er viktig med tanke på de krav vegrekkverket skal tilfredsstillere. I tillegg vil et riktig og nøyaktig montert vegrekkverk være med å fremheve linjeføringen. Ved vegrekkverksoppsetting bør høyder utsettes over lange strekninger.

### 2. BETONGREKKVERK

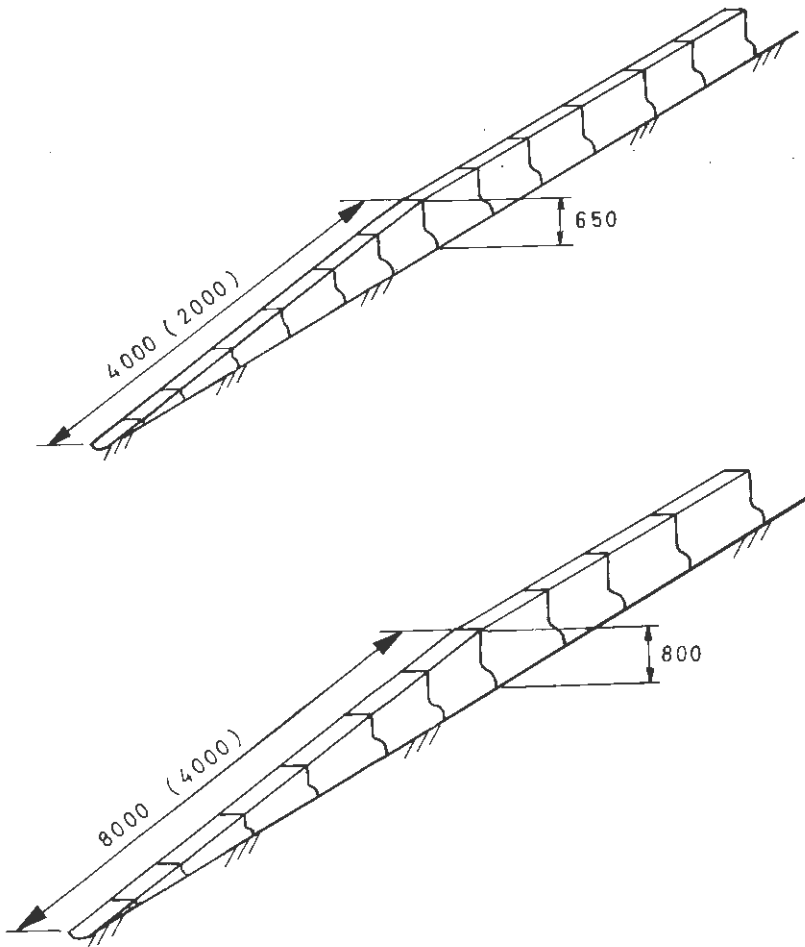
Denne type vegrekkverk krever meget god fundamentering for at det ikke skal oppstå skader eller deformasjoner på rekkverket. Spesielt er elementer utsatt for å komme ut av stilling ved setninger.

Fundamentet bør ha samme egenskaper som vegens overbygning og avrettes med pukk eller andre steinmaterialer, eventuelt asfaltering. Ved plasstøping bør forskaling settes opp i større lengder av gangen.

Betongrekkverk av elementer kan festes til asfalt eller betong. Elementene forankres innbyrdes ved gjennomgående stålstenger, wire eller not og fjær. Det vil som regel være utarbeidet arbeidsbeskrivelse for montering. Ved montering på fundament av steinmaterialer settes elementene på et avrettingslag av jordfuktig betong og finjusteres til riktig stilling.

KAPITTEL 9

Brukes betongrekkverk mot ytterkant veg, bør vannavrenningen sikres ved 200 x 200 mm huller. Endeavslutninger utføres som vist i figur 10. Avslutningen kan også utføres ved å grave elementene suksessivt ned.



Figur 10. Nedføring av betongrekkverk.

### 3. STÅLREKKVERK

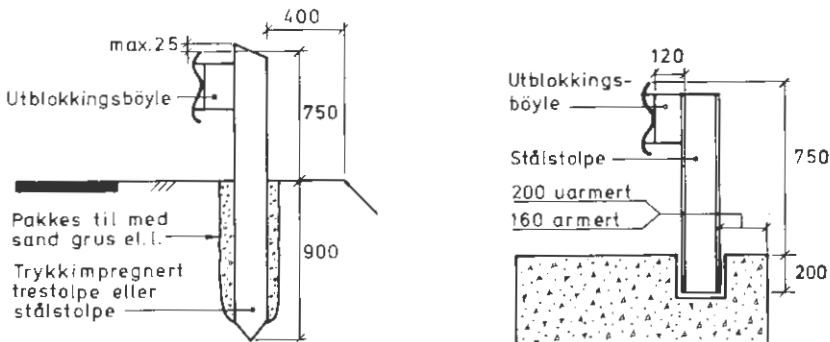
Stålskinne kan monteres på tre- eller stål Stolper. Vegrekkverket kan – om ønskes – monteres allerede etter at forsterkningslag er lagt, men det vanlige er å vente til bærelaget er lagt.

#### a. Montering av stolper

Følgende metoder er aktuelle ved montering av stolper:

- boring av hull evt. nedføringsrør
- ramming av stolpe
- utblokking av hull
- graving av hull

Hullene skal være så dype at minst 900 mm av stolpen er festet i veglegemet. Ved feste i betong skal minst 200 mm av stolpen gå ned i betongen, se figur 11.



Figur 11. Montering av stolper.

## KAPITTEL 9

### – Boring av hull

Boring utføres ved hjelp av borevogn med varierende kronediameter etter stolpens diameter eller manuelt med jordbor. Stolpen settes på plass og det pakkes rundt med grus eller sand.

### – Ramming av stolpe

Stolpen spisses og rammes ned med pelehemmer eller rambukk montert på kjøretøy. Det er viktig at stolpene står mest mulig loddrett etter nedramming, da rekkverket ellers lett vil bli ujevnt oppsatt.

### – Utblokking av hull

Til utblokking av hull nyttes ofte gravemaskin påmontert kilemaskin eller stålspigg. Pelehemmer eller rambukk kan også benyttes. Stolpen settes på plass, og det pakkes rundt med grus eller sand.

### – Graving av hull

Denne metode brukes når de forannevnte metoder ikke er aktuelle pga. kabler, ledninger m.m.

## **b. Montering av skinner**

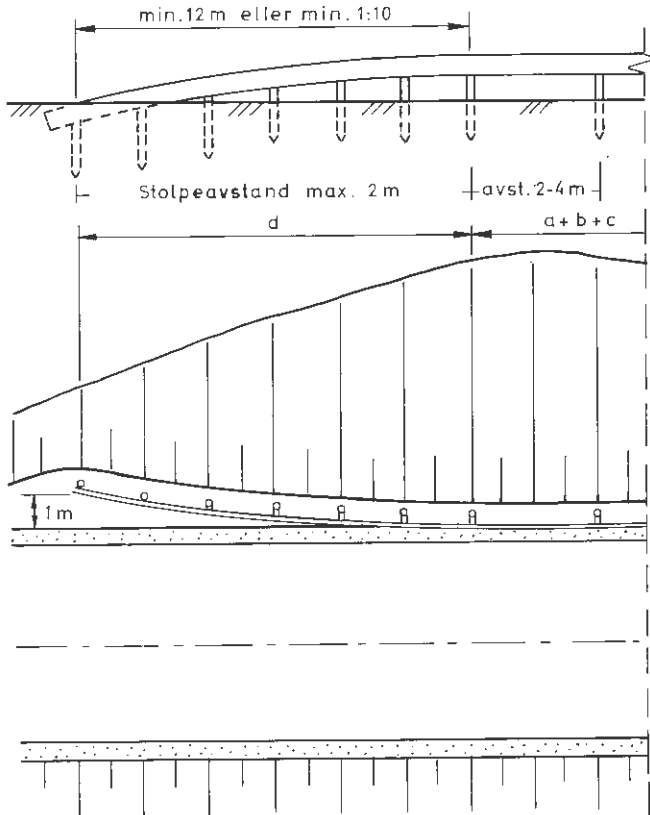
Rekkverket monteres slik at overkant skinne er 750 mm over vegbanen. Dette gjelder også firkanttrør. Skinnene monteres slik at kant ved overlapping av skinnene ikke ligger mot kjøreretningen. Det er viktig at de angitte skjøte- og festeskruer brukes. For å få en pen utførelse, bør lange seksjoner henges opp ved hjelp av spesielle opphengsanordninger og rettes inn før skinnene festes til stolpene.

Topp av trestolpen skråskjæres. Stolpen må ikke stikke mer enn ca. 25 mm over skinnetopp.

## **c. Forankring**

Endeseksjonene ved rekkverkets begynnelse og slutt skal svinges ut,

bøyes ned og forankres, se figur 12. Det er viktig at rekkverket bøyes ned over 12 m (min. 1:10) der det er mulig bør også rekkverket svinges ut 0,5–1,0 m. Vegrekkverk som ikke svinges ut vil lett kunne ødelegges ved snøbrøytingen.

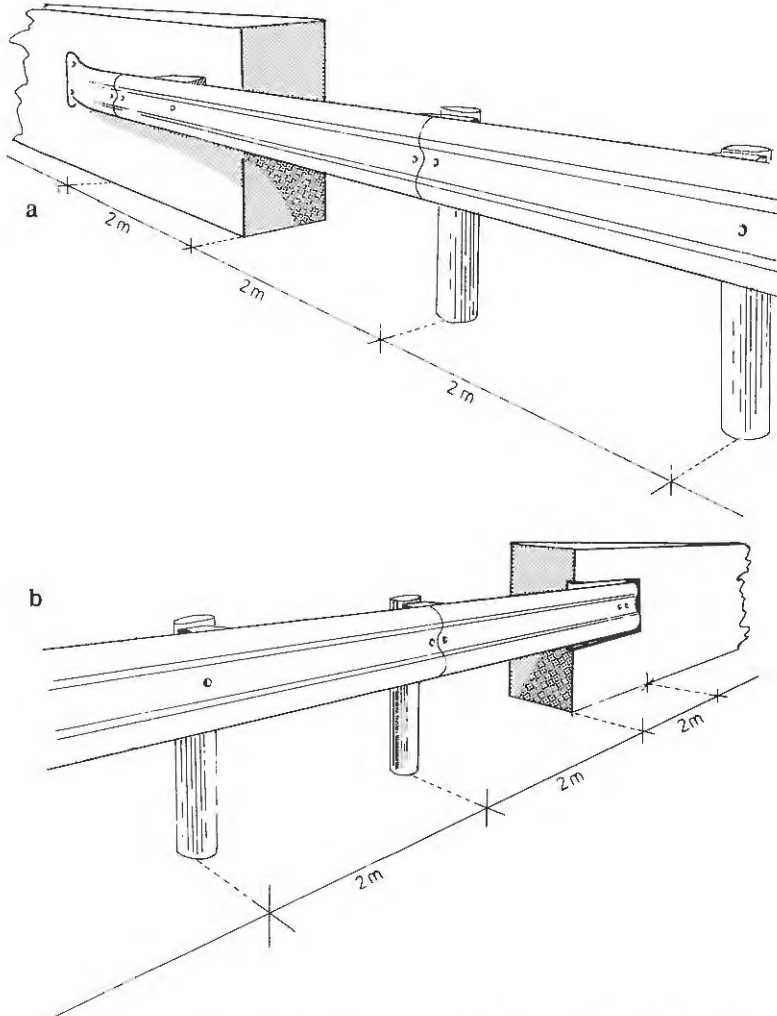


Figur 12. Nedføring og forankring av ståltrekkverk.

Der nedbøyingen må skje over en kortere avstand, må det forankres spesielt ved innstøping i betong (1500 x 500 x 600 mm) eller på annen måte ved spesiell endeavslutning.

**d. Tilknytning til sidehindere**

Der rekkverk avsluttes og knyttes til faste hindere langs vegen, f.eks. murer, stolpefundamenter m.m., må tilknytningen utføres slik at den ikke vil kunne danne en farlig lomme ved eventuelle påkjørsler. Tilknytningen må derfor utføres på én av tre følgende måter:



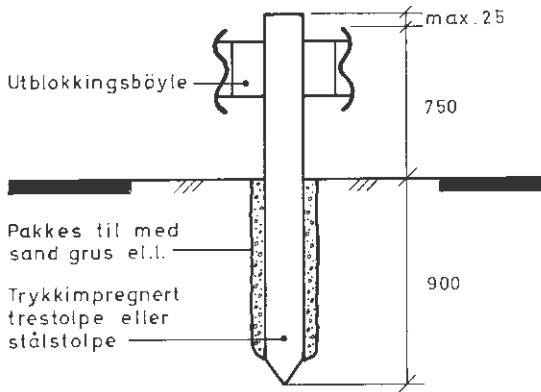
Figur 13. a og b. Overgang fra vegrekkverk til mur.

- Rekkverket må føres langs innsiden av hinderet et lite stykke før det avsluttes og forankres, se figur 13a.
- Rekkverket må felles inn i hinderet i flukt med dets innerkant, samt forankres, se figur 13b.
- Rekkverket må føres forbi på innsiden av hinderet i hele dets lengde.

Dersom stålrekkverk nyttes ved bruer, skal det føres gjennomgående over bruene med en spesiell overgangssone, «Bruhåndboka» (3).

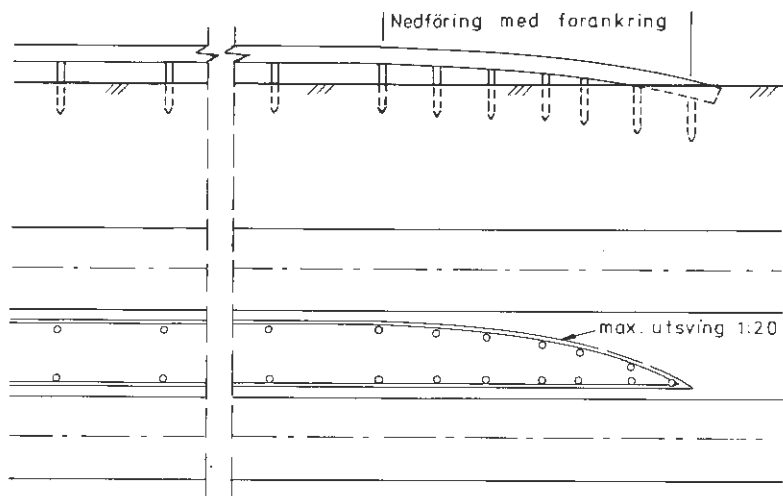
### e. Rekkverk i midtdelere

Når metallrekkverk benyttes i smale midtdelere (3m og smalere), bør rekkverkskinnene monteres på felles stolper, se figur 14.



Figur 14. Dobbelt midtdelerrekkverk.

Avslutning av vegrekkverk på bred midtdeler er vist på figur 15.



Figur 15. Avslutning av midtdelerrekkverk på 4-felts veg.

#### f. Åpninger i rekkverket

I forbindelse med vegkryss o.l. skal rekkverket avsluttes normalt, dvs. med utsving og forankring som vist på figur 12 s. 349.

Ved mindre kryss, private stikkveger, driftsavkjørsler etc. vil enklere løsninger være å foretrekke, for derved å redusere lengden og omfanget av rekkverkforankringer.

#### g. Vegkryss og viktige avkjørsler

Figur 16 viser montering av rekkverk i vegkryss og viktige avkjørsler.

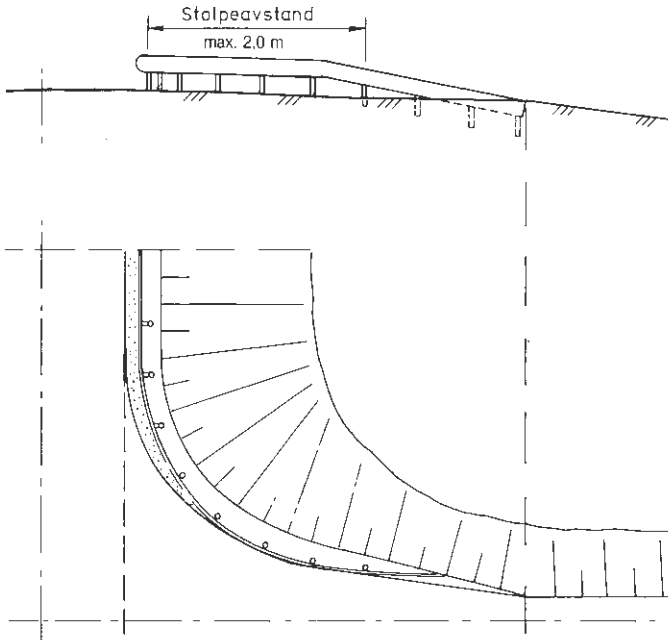
#### h. Avkjørsler

Disse deles i to typer:

- permanent åpning med forankring
- demonterbart rekkverk eller port.

På figur 17 er vist en permanent åpning med nedføring og forankring.





Figur 16. Rekkverk ved vegkryss og viktige avkjørsler med stor trafikk.

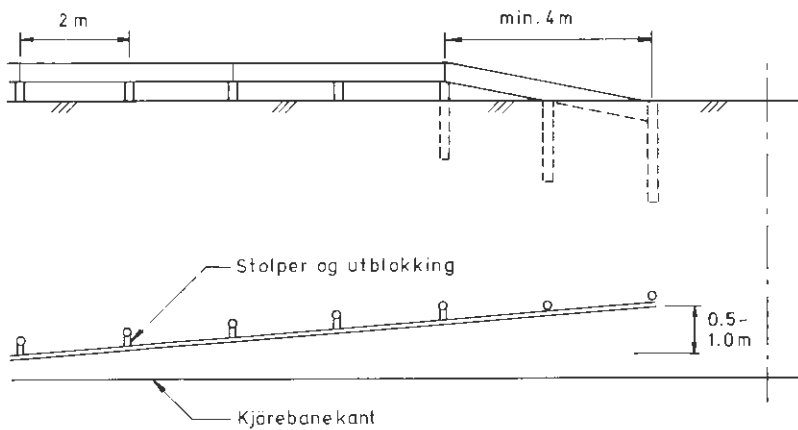


Fig. 17. Rekkverk i avkjørsel.

## Referanser

1. *Statens vegvesen*. (1978). Geometrisk utforming. Vegdirektoratet, Håndbok – 017, Oslo.
2. *Statens vegvesen*. (1978). Trafikkanlegg i byer og tettsteder, Vegdirektoratet, Håndbok – 019, Oslo.
3. *Statens vegvesen*. (1977). Bruhåndbok, Vegdirektoratet, Håndbok – 001, Oslo.

# Kapittel 10

## TUNNELER

<b>A. Undersøkelse av tunnelprosjekter</b> .....	359
1. UTREDNINGSPLAN OG HOVEDPLAN .....	359
a. Grunnlagsmateriale .....	359
b. Markarbeidet .....	360
c. Rapport.....	360
2. DETALJPLAN .....	360
a. Grunnlagsmateriale .....	360
b. Forberedelse til markarbeidet .....	360
c. Markarbeidet.....	361
d. Rapport .....	361
<b>B. Sprengningstverrsnittets utforming</b> .....	362
1. VANLIG UTFORMING AV TVERRSNITTET .....	362
2. UTVIDELSE AV TVERRSNITTET PÅ GRUNN AV SIKRINGSARBEIDER .....	366
<b>C. Forskjæring og påhugg</b> .....	367
1. FORSKJÆRING.....	367
2. PÅHUGG.....	367
a. Plassering .....	367
b. Sprengning .....	368
c. Sikring .....	368
<b>D. Sprengningsmetoder</b> .....	370
1. KRAV TIL SPRENGNINGSPLAN .....	371
2. KRAV TIL KONTURSPRENGNING.....	374
3. KUTT-TYPER .....	374
a. Parallellkutt.....	374
b. Kilkutt.....	375
4. LADING .....	375

a. Parallellkutt.....	376
b. Kilkutt.....	377
5. TENNING.....	377
a. Tenning av kutt.....	377
b. Sikkerhetsregler.....	378
<b>E. Rensk.....</b>	<b>379</b>
1. DRIFTSRENSK.....	379
a. Arbeidsrensk.....	379
b. Periodisk tilbakerensk.....	379
c. Kontrollrensk.....	380
2. SLUTTRENSK.....	380
a. Rensk av sålen.....	380
b. Rensk av vegger og tak.....	380
3. VEDLIKEHOLDSRENSK.....	380
<b>F. Sikringsarbeider.....</b>	<b>381</b>
1. ARBEIDSSIKRING.....	381
a. Fjellforsterkning.....	381
b. Vannsikring.....	382
c. Forinjeksjon.....	382
2. PERMANENT SIKRING.....	383
a. Forhold som krever sikring.....	383
1. Fjellstabilitet.....	383
2. Vannlekkasjer.....	384
3. Frostområder.....	384
b. Valg av sikringsmetode.....	385
1. Dårlig fjell.....	385
2. Mindre bra fjell.....	386
3. Godt fjell.....	386
c. Eksempel.....	387
<b>G. Beskrivelse av sikringsmetodene.....</b>	<b>387</b>
1. BOLTING.....	387
a. Materialer.....	389
1. Boltetyper og utførelse.....	389
2. Underlagsplater.....	390

3. Materialkvalitet.....	391
4. Instøpingsmateriale .....	392
<b>b. Dimensjonering og utførelse.....</b>	<b>392</b>
1. Beregning av antall bolter .....	392
2. Boltelengden .....	392
3. Borhulsdiameter – boltediameter .....	393
4. Bolteretningen.....	393
<b>c. Fjellbånd .....</b>	<b>393</b>
<b>d. Netting .....</b>	<b>394</b>
<b>2. INJEKSJON .....</b>	<b>394</b>
<b>3. PLATEHVELV.....</b>	<b>394</b>
<b>a. Materialer .....</b>	<b>395</b>
<b>b. Utførelse.....</b>	<b>395</b>
<b>4. UTSTØPING UTEN MEMBRAN.....</b>	<b>396</b>
<b>a. Utstøping med forskaling .....</b>	<b>396</b>
1. Rensk av fjelloverflaten .....	396
2. Dimensjonering og materialer .....	396
3. Tilsetningsstoffer .....	396
4. Utførelsen .....	397
<b>b. Sprøytebetong.....</b>	<b>397</b>
1. Rensk av fjelloverflaten.....	397
2. Dimensjonering og materialer .....	397
3. Utførelse .....	397
4. Kontroll.....	398
<b>5. UTSTØPING MED MEMBRAN .....</b>	<b>398</b>
<b>a. Tetningsmembran .....</b>	<b>398</b>
1. Materiale .....	398
2. Utførelse .....	400
<b>H. Drenering av tunneler .....</b>	<b>401</b>
<b>1. SÅLELEKKASJER.....</b>	<b>401</b>
<b>2. DRENSGRØFTER .....</b>	<b>402</b>
<b>I. Overbygning .....</b>	<b>403</b>
<b>Referanser .....</b>	<b>405</b>

# 10. TUNNELER

## A. Undersøkelse av tunnelprosjekter

Ved tunnelprosjektering er det nødvendig å utføre geologiske undersøkelser i området. Undersøkelsene skal ta sikte på å kartlegge grunnforholdene for å avgrense områder med ulik kvalitet. Spesiell vekt legges på avgrensning av områder der spesielle bygningstekniske vanskeligheter forventes. Der det er ønskelig bør undersøkelsene videreføres med sikte på å finne fram til en tunneltrace med minst mulige bygningstekniske vanskeligheter. I bundne traceer og der vanskeligheter ikke kan unngås, må undersøkelsene videreføres slik at nøyaktig lokalisering og vanskelighetsgrad blir klarlagt. Dette gir grunnlag for vurdering av drifts- og sikringsmetoder samt overslag over kostnadene.

## 1. UTREDNINGSPLAN OG HOVEDPLAN

### a. Grunnlagsmateriale

Som grunnlagsmateriale må foreligge flyfotos med stereoskopisk dekning i M 1:15 000 eller bedre. I vanskelige tilfelle må det også foreligge topografiske kart i M 1:10 000 eller bedre. Oversiktsfotos i mindre målestokk kan ofte være ønskelig. Det bør videre legges vekt på få fremskaffe resultatene fra tidligere utførte geologiske undersøkelser i området.

Et inngående studium av grunnlagsmaterialet, med inntegning på kartet av markerte topografiske trekk er nødvendig for planlegging av markarbeidet.

Kartene må dekke et tilstrekkelig stort område til at geologiske strukturer kan stedfestes, helst ved interpolasjon. Best oppnås dette der kartet dekker to fjelsider på hver side av tunnelprosjektet.

## **b. Markarbeidet**

Som et ledd i hovedplansundersøkelsen må det foretas en geologisk befarings av området. Denne går ut på å registrere og notere forhold som ikke går klart fram av grunnlagsmaterialet, men som er av betydning for prosjektet.

Fjell av forskjellig kvalitet klassifiseres og kartlegges, og det er nødvendig å følge svakhetssoner i terrenget hvor deres forløp ikke går tydelig fram av kart eller flyfoto. Svakhetssoners retning, strøk og fall måles inn i flere punkter for å kunne bestemme forløpet av dem på dypet. Samtidig noteres hvor det er fare for ras eller steinsprang og hvor gunstig påhugg kan oppnås.

Forhold som berører grunneiere eller andre interesserte i området vurderes, særlig forhold som kan gi lekkasjer eller drenasje fra brønner og vannmagasin.

## **c. Rapport**

En foreløpig rapport utarbeides på grunnlag av notater fra markarbeidet. Den skal inneholde en oversikt over de geologiske forhold som man mener har betydning for prosjektet, så vel økonomisk som teknisk.

I de fleste tilfelle er det nødvendig å gå videre med undersøkelsene, og da må rapporten inneholde en plan for detaljundersøkelsene.

## **2. DETALJPLAN**

### **a. Grunnlagsmateriale**

Før en detaljert geologisk undersøkelse settes i gang, må det foreligge kart over området i M 1:5 000 eller bedre, samt flyfoto med stereoskopisk dekning i M 1:15 000 eller bedre. Det kan være ønskelig med kart i M 1:1 000 dersom de topografiske eller geologiske forhold er vanskelige.

### **b. Forberedelse til markarbeidet**

Før markarbeidet settes i gang, er det nødvendig å studere kart- og

fotomaterialet. Markerte kløfter, skar og forsenkninger avmerkes både på flyfotoene og de topografiske kart.

Flyfotoene og de topografiske kart sammenliknes og suppleres med data fra flyfotoene. Eventuelle uoverensstemmelser mellom de inntegnede kløfter, skar og forsenkninger diskuteres, og deres antatte forløp tegnes så inn på det topografiske kartet.

### c. Markarbeidet

Markarbeidet består i å registrere geologiske forhold samt å ta prøver av bergarter, sleppematerialer og eventuelt av grunnvann.

Det foretas en hensiktsmessig klassifisering av bergartene, med hensyn på variasjoner i fasthetsegenskaper, glimmerinnhold, kisinnhold og karbonatinnhold. Bergartsgrensene bestemmes i grove trekk, samtidig som bergartens lagdeling eller skifrihet noteres.

Prøvetakingen kan utføres ved først å ta relativt mange småprøver for fastlegging av bergartsgrensene. Dernest velges det ut representative steder hvor det blir tatt større prøver av uforvitret materiale. Prøvene undersøkes i laboratorium for bestemmelse av mineralogisk sammensetning og eventuelt også av mekaniske egenskaper.

Forløpet til svakhetssonene kontrolleres på de usikre stedene ved å følge kløfter, skar og forsenkninger i terrenget. Svakhetssonenes mektighet og karakter vurderes på grunnlag av topografien, erosjonstype og berggrunnen som sonene skjærer gjennom. Særlig svakt fjell kan ventes der svakhetssoner møter hverandre.

Dersom det er mulig, tas prøver av sleppematerialer. Sprekkeskrettheten og orienteringen måles og registreres på kart. Sprekkers og sleppers ruhet og belegg beskrives.

Brønner og vannmagasiner kartlegges. Tilsig måles.

For å finne dagfjellstykkelse, grad og oppsprekking og utholdenhet av svakhetssoner i dybden, bør nyttes kjerneboringer og/eller seismiske undersøkelser.

### d. Rapport

På grunnlag av undersøkelsene foretatt i marken og i laboratoriet settes



## KAPITTEL 10

det opp en sluttrapport. Denne rapporten skal inneholde:

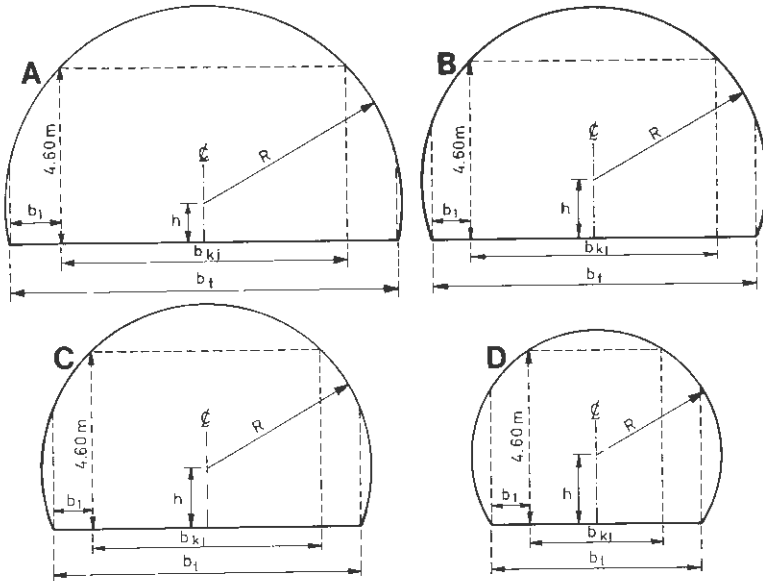
- Generell beskrivelse av de geologiske forhold.
- Karter og profiler som viser bergartgrenser og svakhetssoner.
- En analyse av sprekke tettheten og sprekkeorienteringen.
- Vurdering av fjellets antatte driftstekniske egenskaper, borbarhet og sprengbarhet.
- En oversikt over forventede stabilitetsforhold og vannlekkasjer i tunnelen.
- Diskusjon av sikringsmetoder og omfanget av sikringsarbeidet.
- En vurdering av hva den utsprengte masse kan nyttes til.
- En diskusjon om de geologiske forhold tilsier spesiell utforming av tunnelverrsnittet.
- En generell diskusjon av tunneltraseen og eventuelle muligheter for å flytte denne til bedre fjell.

### **B. Sprengningstverrsnittets utforming**

I «Geometrisk utforming,» kapittel VI-7 (1), er det gitt krav til teoretisk tunnelverrsnitt, og det er angitt når tverrsnittstypene A, B, C og D skal benyttes (ved f.eks. utvidelse av eksisterende tunnel kan det av og til være hensiktsmessig å avvike fra standardtverrsnittene). Ved utforming av tverrsnittet avsettes det plass til vegens overbygning, til grøfter og til andre installasjoner. Videre tas det hensyn til de stedlige geologiske forhold slik at det avsettes plass for nødvendige sikringsarbeider, f.eks. betongutforing eller platehvelv og eventuelt trafikkskilt og anlegg for lys/ventilasjon.

#### **1. VANLIG UTFORMING AV TVERRSNITTET**

I figur 1 og 2 er det vist hvorledes de teoretiske tverrsnitt over vegbanen vanligvis skal utformes.



Figur 1. Teoretisk tunnelverrsnitt over vegdekket.

Tunnelverrsnitt type	Tunnel bredde $b_t$ m	Største kjørebanebredde $b_{kj}$ m	Bredde utenfor $b_{kj}$ med fri høyde 2,50 m $b_l$ m	Radius $R$ m	Høyde til sirkel-sentrum $h$ m	Areal over vegdekket $A$ $m^2$
A	10,20	7,50	1,25	5,22	1,01	53
B	8,50	6,50	1,00	4,51	1,52	45
C	8,00	6,00	1,00	4,30	1,57	42
D	5,50	3,50	1,00 <sup>*)</sup>	3,29	1,81	28

\*) Tunnelverrsnitt D har et 5,5 m bredt felt midt i tunnelen med fri høyde  $\geq 3,50$  m, samt et 3,5 m felt som er  $\geq$  m. Tunnelen (for vegklasse III) bygges med møteplasser. Møteplassene plasseres fortrinnsvis i stabilt, tørt fjell og kan da utformes med flatt tak.

Tabellen fortsetter neste side.

Tabell fortsatt fra foregående side.

Tunneltverrsnitt	Vegklasse
A	Ia Ib IIb IIc partier med breddeutvidelse*)
B	IIc IId partier med breddeutvidelse*)
C	IId og Iie
D	III og krabbefelt

\*) Har mer enn 1/3 av tunnelen breddeutvidelse, bygges hele tunnelen med dette tunneltverrsnitt.

Figur 2. Utforming av tunneltverrsnitt

Under vegbanenivå skal det være plass til vegens overbygning som dimensjoneres slik det er angitt i figur 20 s. 404. Den råsprenkte sålen skal ha tverrfall på minst 5% mot hovedgrøft.

Grøftene må utformes i henhold til vann- og frostmengdene på stedet slik at dreneringen blir tilstrekkelig og ikke tilstoppes i frostperioder. Dersom grøftene frostisoleres kan dybden reduseres vesentlig. Pkt. H s. 401 behandler spesielt drenering av tunneler. I alle tilfelle, skal grøften være minst 0,50 m bred i bunnen og senter grøft skal ligge minst 1,5 m fra tunnelveggen.

Figur 3 viser tre forskjellige utforminger av tverrsnittet.

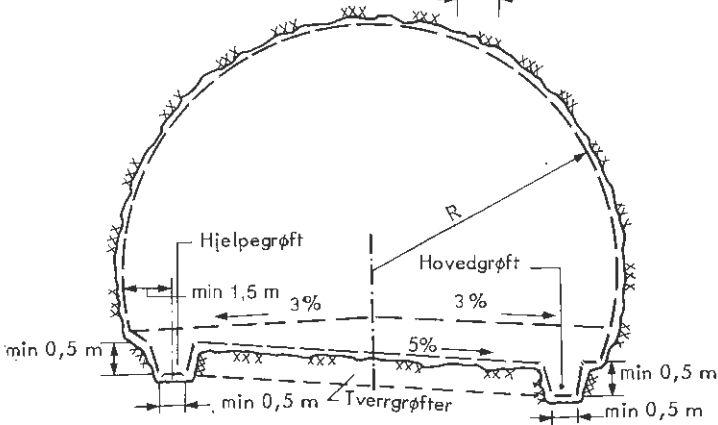
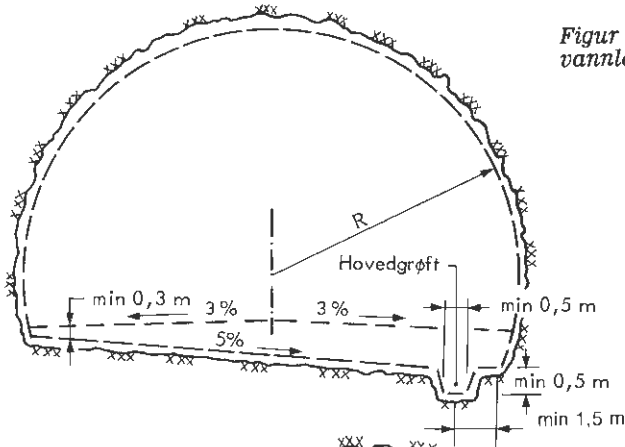
På tørre partier er det tilstrekkelig med gjennomløpende hovedgrøft bare på dene ene side av tunnelen. På den side hvor man ikke har grøft kan mindre vannmengder, f.eks. etter spyling i tunnelen, ledes til sluk som har tverrledning til grøften på den andre siden. Avstanden mellom slukene fastsettes etter de stedlige forhold, anslagsvis 50–70 m.

På våte tunnelpartier bygges en hjelpegrøft også på den andre tunnelside. Fra hjelpegrøften føres tverrgrøfter med nødvendig mellomrom over til den gjennomløpende hovedgrøften.

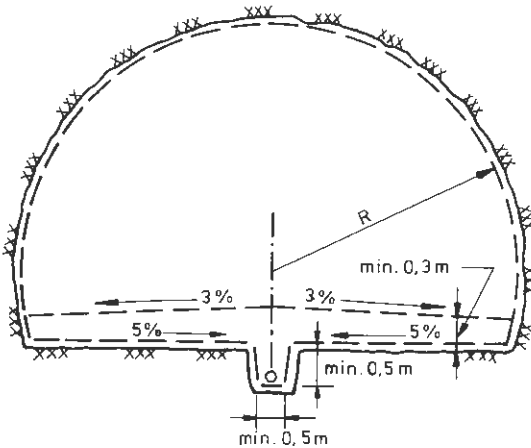
Som alternativ til hovedgrøft/hjelpegrøft kan en hovedgrøft i midten av tunnelen anvendes.

Figur 4 viser en prinsippskisse av drencsystemene.

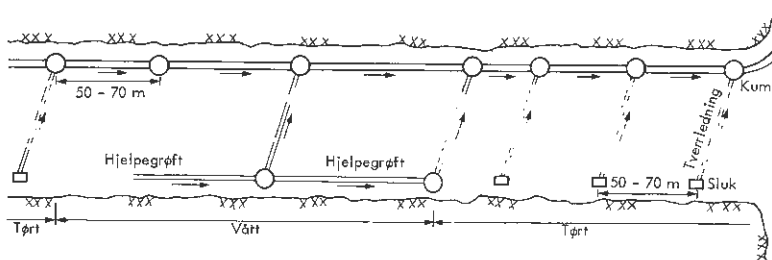
Figur 3a. Tunnel uten vannlekkasjer.



Figur 3b. Tunnel med vannlekkasjer og derfor drengrøft på begge sider.



Figur 3c. Tunnel med/ruten vannlekkasjer og midtgrøft.



Figur 4. Prinsippskisse over drengsystem med hovedgrøft/hjelpegrøft.

## 2. UTVIDELSE AV TVERRSNITTET PÅ GRUNN AV SIKRINGSARBEIDER

På grunnlag av de fysiske forhold i den ferdige tunnel, kan det settes opp følgende oversikt over de viktigste sikringsmetodene og deres normale plassbehov utenfor teoretisk profil i mm.

	Økning i R, mm.
<b>Tørt fjell:</b>	
Bolting	0
Sprøytebetong	100
Betongutforing mot forskaling	250-300
<b>Vann uten frost:</b>	
Injisering (og eventuelt bolting)	0
Platshelv (og eventuelt bolting)	150
Betongutforing med membran	250-300
<b>Vann og frost:</b>	
Injisering (og eventuelt bolting)	0
Frostisolert platetak (og eventuelt bolting)	250-300
Betongutforing med membran	250-300

På tunnelpartier med vann og frost kan sikring mot iskjøving i sålen oppnås ved å isolere under vegoverbygningen fra vegg til vegg. Drenggrøftene kan også sikres mot frost ved isolering. Grøftedybden vil da kunne reduseres vesentlig. Eks. på frostsikring av såle- og drengsystem er vist på s. 403.

Det er i alminnelighet gunstig at profilutvidelsen tas under ordinær tunneldrift. Dette krever nøye oppfølging av driften samt et på forhånd gjennomtenkt opplegg for sikringsarbeidene. Ventes behov for utvidelse på mer enn 1/3 av tunnellengden bør sammenhengende utvidelse vurderes.

## C. Forskjæring og påhugg

### 1. FORSKJÆRING

Forskjæringen må gå så langt at tunnelpåhugg får god fjelldekning over taket og utenfor tunnelveggene. Ved forsiktig sprengning av forskjæringen vil vanligvis sikringsarbeidene ved inngangen til tunnelen kunne reduseres.

Skråningskonturene bores og sprenges skånsomt slik at skjærings- og påhuggsskråningene blir minst mulig opprevet. Det legges spesiell vekt på bornøyaktigheten, slik at hullene blir mest mulig parallelle.

Forøvrig vises til kapittel 8, Skråninger i fjell s. 322.

### 2. PÅHUGG

#### a. Plassering

Ved påhugget er det ofte fjell av dårligere kvalitet (dagfjell) enn ellers i tunnelen. Svakhetssoner i eller like innenfor det prosjekterte påhugg bør vies spesiell oppmerksomhet, se kapittel 8, Skråninger i fjell s. 322.

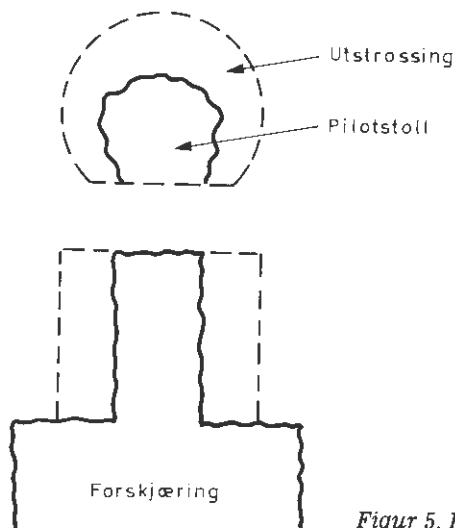
For å oppnå påhugg må det vanligvis være så godt fjell i hengen at dette ikke løsner under sprengningen. Oftest er det tilstrekkelig med en overdekning lik tunnelens spennvidde. I noen tilfeller har det imidlertid lyktes å oppnå gode påhugg ved fjelloverdekning mindre enn halve spennvidden.

Ved vanskelig fjell eller der det er av betydning å oppnå et tidlig påhugg, kan nyttes sikringsring av betong kombinert med forbolting.

Andre forhold som kan være medbestemmende for påhuggets plassering er fare for snø-, is- og steinras, overflatevann og fare for skade på nærliggende eiendom.

## b. Sprengning

Vanligvis nyttes det under sprengningen fullt tunneltverrsnitt allerede fra påhugget. I fjell av dårlig kvalitet kan et pent påhugg oppnås ved å sprengne de første salvene med redusert tverrsnitt. I slike tilfeller drives først en mindre pilotstøll, se figur 5, på ca. 10 m lengde avhengig av fjellets karakter. Deretter strosses til fullt profil. Reduserte salvelengder for de første salvene kan også bidra til å redusere sikringsarbeidet.

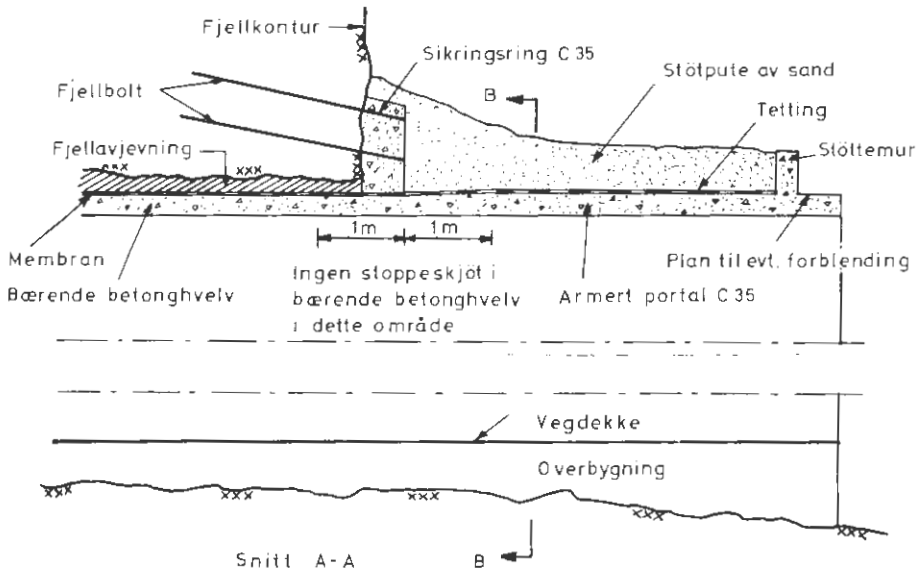
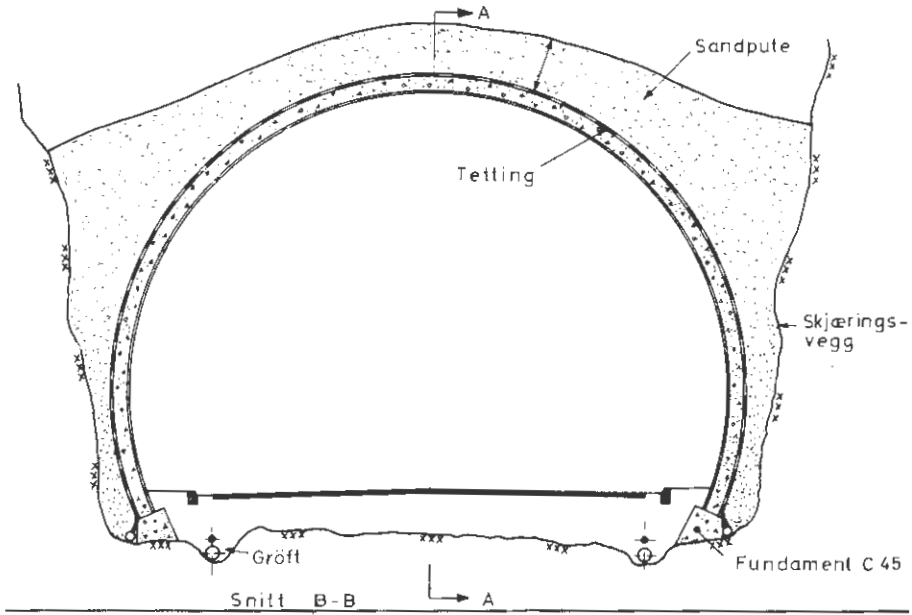


Figur 5. Påhugg med redusert tverrsnitt.

## c. Sikring

Veggene i påhugget og forskjæringen skal renskes for løst fjell. Større blokker eller flak som kan tenkes å gli ut må sprenges bort eller sikres.

For å eliminere trafikkfare ved utrasing av blokker eller stein ved snøras, nedfallende is, steinsprang eller liknende og for å hindre at vann renner utover påhugget og ned i vegbanen, bør det vanligvis bygges portaler i tunnelmunningene. Slike kan sløyfes der forholdene på stedet er gunstige. Særlig viktig er det å føre portalen tilstrekkelig langt ut fra påhugget slik at den tar imot nedfall av stein og is. Dessuten må den gis en utforming som hindrer vann og is i å trenge langs hvelvet inn i tunnelen. Det må legges vekt på at portalene får en estetisk god utforming. Figur 6 viser eksempel på utforming av tunnelportal.



Figur 6. Eksempel på utforming av tunnelportal.

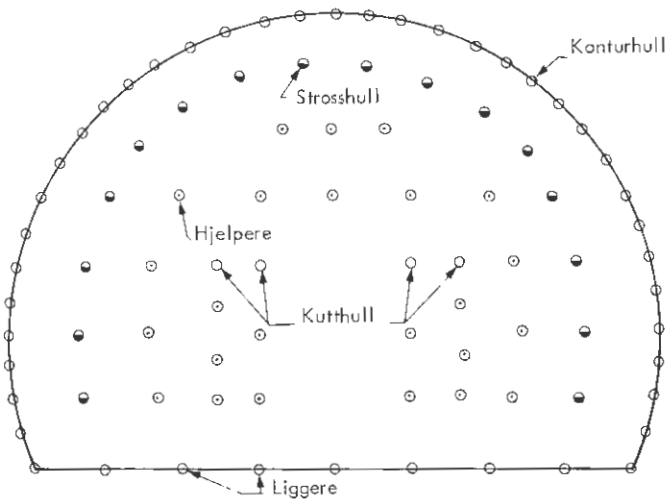


Hvilke belastninger portalen skal dimensjoneres for, avgjøres i hvert enkelt tilfelle. For å dempe påkjenningene på portalen fra nedfall av stein og is, beskyttes denne f.eks. med løsmasser. Det tas også hensyn til at portalen kan bli utsatt for ujevn fordeling av snølast under snøsmeltningen. Da kan full snøtyngde belaste taket mens veggene blir uten belastning.

## D. Sprengningsmetoder

Ved sprengning av tunneler gjelder det å skaffe utslag mot fri flate, idet driftretningen til enhver tid vil stå loddrett på angrepsflaten (stuffen). Det skaffes et innhugg i fjellveggen – en kutt slik at resterende hull i tverrsnittet i en bestemt rekkefølge får fritt utslag mot kutten. Opplegget av kutten er avgjørende for om en tunnelsalve skal bli vellykket.

I et salveopplegg for tunnel skilles det mellom kutthull, hjelpere, strosshull, konturhull samt liggere, se figur 7.



Figur 7. Borhullbetegnelser.

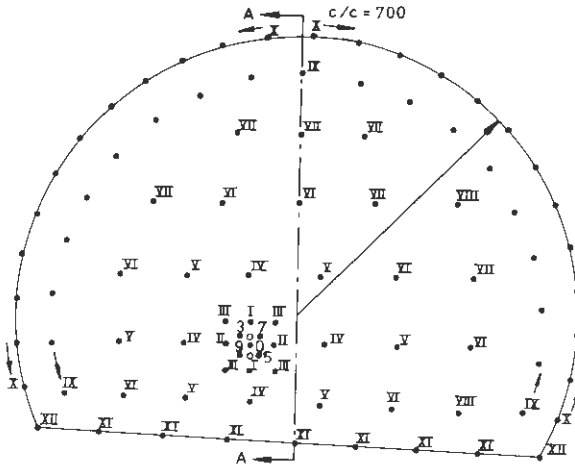
## 1. KRAV TIL SPRENGNINGSPLAN

Før sprengningsarbeidene påbegynnes, utarbeides en sprengningsplan. Der det av hensyn til sikringsarbeidene er nødvendig med utvidelse av tverrsnittet på enkelte partier, utarbeides det to sprengningsplaner. En sprengningsplan skal inneholde følgende data:

- Tegning av tverrsnittet med plassering av hull og angivelse av hulldiameter
- Bordybde i m pr.salve (borstanglengde)
- Antatt inndrift i m pr.salve
- Antall hull pr.salve
- Antall bormeter pr.m<sup>3</sup>
- Sprengstofftyper og forbruk pr.m<sup>3</sup>
- Tennertyper og tenningsrekkefølge

Figur 8 viser et eksempel på en sprengningsplan for tunneltverrsnitt C, parallellhullskutt.

Figur 9 viser et eksempel på en sprengningsplan for tunneltverrsnitt C, forsiktig sprengningsparallellhullskutt.

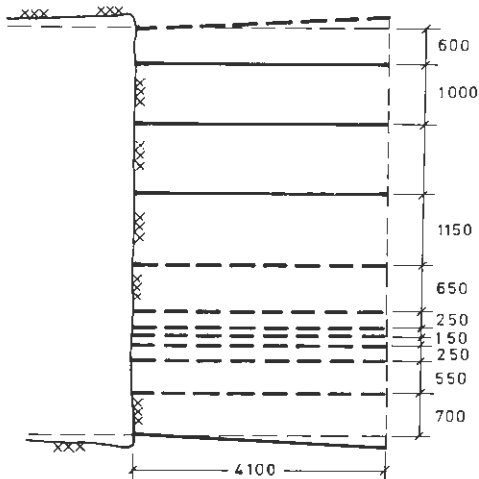


Tenningsplan

Arabiske tall : Millisekundtellere

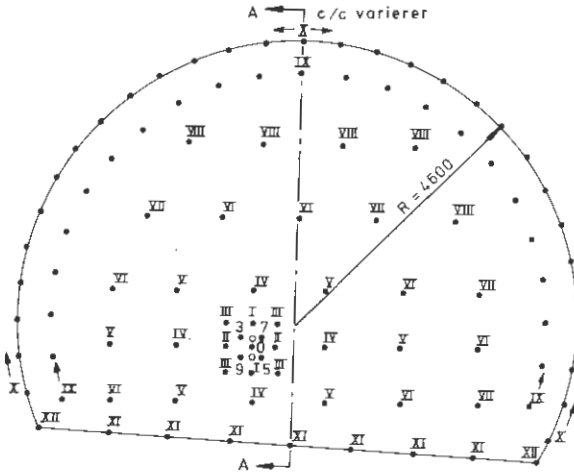
M = 1:50

Romertall : Halvsekundtennere



Snitt A-A

Figur 8. Eksempel på en sprengningsplan for tunnelverrsnitt C – parallellhullskutt. (Kun borhullsplassering og tennerfordeling.)

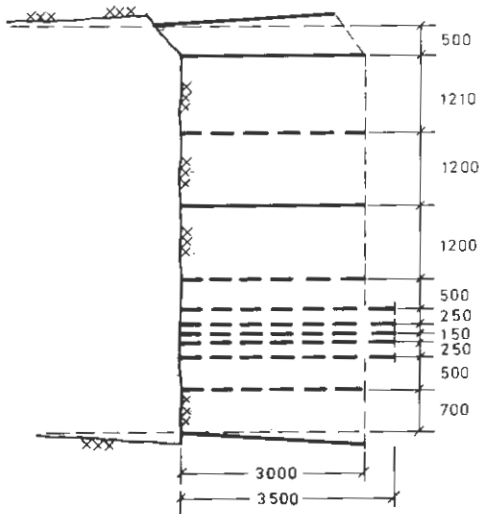


Tenningsplan

Arabiske tall: Millisekundtennere

Romertall: Halvsekundtennere

M=1:50



Snitt A-A

Figur 9. Eksempel på sprengningsplan, tunnelverrsnitt C, forsiktig sprengning – parallellhullskutt. (Kun borhullsplassering og tennerfordeling.)

## 2. KRAV TIL KONTURSPRENGNING

Det skal nyttes skånsom kontursprengning, slik at vegger og tak ikke skades unødige. Hullavstanden må derfor være liten, vanligvis 600 cm, og ikke over 700 cm. Konturen skal lades med 17 mm rørladninger (med sperrehylse).

Det må kontrolleres at konturhullenes ansett er nøyaktig, og at hullretningen er riktig. Teoretisk ansett må måles opp og merkes av for hver salve. Ansett innenfor teoretisk profil må ikke forekomme. Avviket fra teoretisk borretning er avhengig av borutstyret, men overstiger normalt ikke 4–6°.

Unøyaktig boring og uforsiktig sprengning vil kunne få store økonomiske konsekvenser ved vanskeliggjørelse og fordyrelse av etterarbeidene (behov for strossing, rensk, sikring etc).

## 3. KUTT-TYPER

De kutt-typer som vanligvis nyttes er parallellkutt og kilkutt.

Felles for alle kutt-typer er at det kreves høy grad av bornøyaktighet. Ved valg av kutt-type tas det hensyn til:

- Tunnelbredde og tunneltverrsnitt
- Disponibelt borutstyr
- Salvens lengde
- Bergartens egenskaper

Parallellkutt er mest vanlig i alle tverrsnitt. Borriggene egner seg best for denne kutt-typen.

### a. Parallellkutt

Ved parallellkutt bores alle hull parallelt. Disse kuttene bores nesten alltid med ett eller flere grovhull som danner utslag for de ladede kutthull.

Ved sprengningen blir fjellet rundt de grove utslagshullene finknust (brent) og blåst ut innenfor et mindre område. Åpningen som dannes, gir utslag for hjelpere, strosseshull osv.

Parallellkuttet krever at hullavstand, hulldimensjon, ladninger og tennmidler tilpasses nøyaktig.

Figurene 10 og 11 viser forskjellige typer parallellkutt.

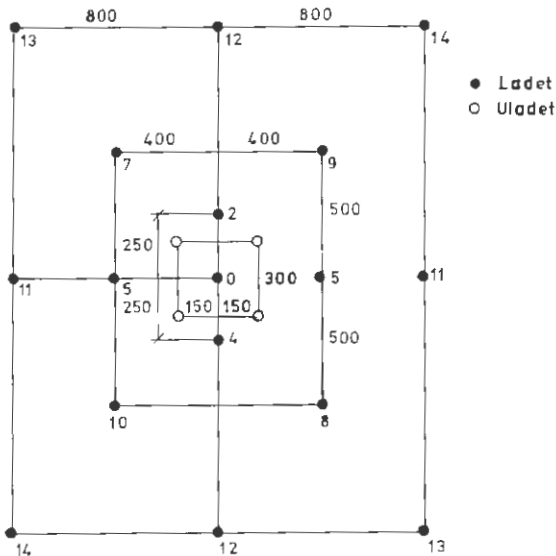
### b. Kilkutt.

Ved kilkutt bores og sprenges det ut kiler, og på denne måten dannes det utslag for de etterfølgende lettere, strosshull osv.

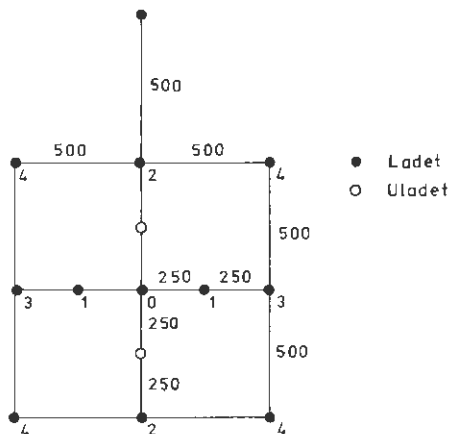
Det er også for denne kutt-type viktig med nøyaktig boring for å få optimal inndrift pr. salve.

### 4. LADING

Hullene i en salve lades vanligvis med forskjellige typer sprengstoff avhengig av hvilken funksjon sprengstoffet skal ha i de enkelte hull.



Figur 10. Parallellkutt med 4 grovhull à 76 mm, forøvrig 43–45 mm borhull.



Figur 11. Parallellkutt med 2 grovhull à 102 mm, forøvrig 43–45 mm borhull.

Kutten lades avhengig av kutt-typen.

Hjelpere og strosshull lades med bunnladung av dynamitt og pulver-sprengstoff eller ANFO som pipeladning. Hullavstand, forsetning, lading og tenningsrekkefølge betraktes som ved pallsprengning, innspenning-sgraden tatt i betraktning.

Liggerne lades vanligvis med dynamitt da hullene som regel er vannfylt, og man ønsker en god såle å laste på.

Konturhullene lades med 17 mm rørladning med sperrehylser. Disse sentrerer ladningen i hullet, reduserer knusnings-sonen og hindrer utkast. I tillegg benyttes 1/2 tennpatron eller detonerende hunte.

### a. Parallellkutt

Ved parallellkutt avpasses ladingsmengden slik at man unngår sammensintring av massen rundt utslagshullene. Det må da benyttes et spesialsprengstoff med lavt eksplosjonstrykk, f.eks. koronit.

## b. Kilkutt

Ved kilkutt må det være størst mulig ladetetthet. Det oppnås ved å bruke dynamitt som må pakkes ekstra godt, spesielt i bunnen av kilen.

## 5. TENNING

Tennertype og tennefordeling er avgjørende for et gunstig resultat. Det er flere hensyn å ta og de viktigste punkter er følgende:

- Ved bruk av millisekundtennere oppnås bedre nedknusing enn ved halvsekundtennere.
- Med samme sprengstoff-forbruk vil millisekundtennene vanligvis gi større fremkast av salven enn halvsekundtennere.
- For å samle salven (lette hengrensen) nyttes ofte halvsekundtennere i ytre strosshull.
- For å redusere rystelsene ved dårlig fjell og for ikke å skade nærliggende byggverk, kan det være ønskelig å få flere intervaller enn millisekundstenerne gir mulighet for. Det kan da være nødvendig å benytte millisekundtennere og halvsekundtennere i samme salve.
- Sikkerheten ved sprengningsarbeider i tunnel øker ved bruk av tenner med høy tenningspuls. Disse krever spesielle tennapparater. Slike tenner er påbudt ved bruk av hydraulisk/elektriske borrhjeler. Et nytt ikke-elektrisk tenningsystem, NONEL-systemet, kan brukes under forhold der elektrisk tenning ikke er tilrådelig pga. elektriske farekilder. Det har samtidig de elektriske tenners fordeler mht. intervaller.

Vanlig opplegg for nummereringen av tennerne er vist på figurene 8 og 9. Liggerne går med høyt nummer for å gi mest mulig løst røys, noe som er av betydning for utlastingen.

Konturhullene bør tennes med like tenner nr.

## a. Tenning av kutt

Både parallellkutt og kilkutt tennes vanligvis med millisekundtennere.



## b. Sikkerhetsregler

Offentlige bestemmelser for lagring og bruk av sprengstoff er utgitt av Statens Sprengstoffinspeksjon. Produsentene av sprengstoff utgir også håndbøker som kan være til god hjelp. Det vises til heftene: «Forskrifter om eksplosive varer», «Regler for bruk av sprengstoff» og «Lagring av sprengstoff» utgitt av Statens Sprengstoffinspeksjon (2). Det sistnevnte heftet inneholder et kapittel med retningslinjer for lagring av sprengstoff i tunneler i drift. Det vises videre til forskrifter utgitt av Elektrizitetstilsynet og Arbeidstilsynet.

### Særlig viktige punkter:

I tordenvær kan statisk elektrisitet i luften føre til at elektriske tennere går av. Ladning med elektriske tennere må derfor stanses i tordenvær og når tordenvær nærmer seg. Dette gjelder også ved arbeider i tunneler. De ladninger som allerede er ferdige og utstyrt med tennere kan fyres av dersom dette er praktisk mulig. I motsatt fall må arbeidsplassen sperres av inntil tordenværet er over.

Ved sprengning i nærheten av høyspentlinjer må det tas hensyn til såvel virkningen fra de elektromagnetiske felter som lekkasjestrømmer. Avhengig av spenningen i ladningen kan det opptre faremomenter helt opptil 200 m fra linjen. Faremomentet reduseres vesentlig ved at man sørger for at tennkretsens ladninger ikke kommer i ledende kontakt med grunnen, og at den ikke danner en sluttet krets. Dette sikres best ved at ladningsendene på tennerne isoleres før de tas fram på sprengningsstedet, og at denne isolasjon først fjernes etterat ladningen har funnet sted og koplingen utføres. De enkelte koplings skjøter må deretter isoleres godt. Ingen uisolerte ledningsender eller skjøter må på noe tidspunkt under ladeprosessen komme i kontakt med grunnen eller metallgjenstander. Skytekabelen bør ikke føres fram parallelt med høyspentledningen, men mest mulig vinkelrett på den.

Mobile radiosendere med effekt under 50 W og på frekvenser over 30 MHz (f.eks. bilradiosendere) medfører under drift fare for utidig

initiering av elektriske tennere. Ladningsarbeider med elektriske tennere må derfor ikke foretas nærmere enn 15 m fra slike sendere. Faren ved andre radiosendere må vurderes i hvert enkelt tilfelle etter utgangseffekt, frekvens, antenntype osv.

## **E. Rensk**

### **1. DRIFTSRENSK**

For å sikre arbeidere og utstyr under framdriften mot skader som kan oppstå ved at stein og blokker løsner og faller ned, er det nødvendig å holde de usikrede flater rensket. Det vil som regel gi god sikkerhet og økonomi å forsterke fjellet ved bolting før rensken blir omfattende.

Tunnelrensk er en av de farligste arbeidsoperasjoner innen veganleggdriften og må bare utføres under ledelse av erfarne folk. Renskarbeidene skal inngå i den daglige arbeidsrutine.

Det skilles vanligvis mellom følgende driftsrensk:

- Arbeidsrensk
- Periodisk tilbakerenssk
- Kontrollrensk

#### **a. Arbeidsrensk**

Arbeidsrensk omfatter den rensk som skal utføres etter at hver salve er sprengt. Det foretas spettrensk med vanlig håndmakt.

Det påses spesielt at stoffen renskes godt, da stein og blokker lett løsner og faller ned, særlig under ansett.

Der det er avskalling som følge av bergtrykk bør fjellet sikres snarest mulig ved bolting.

#### **b. Periodisk tilbakerenssk**

Periodisk tilbakerenssk utføres hver uke eller hver 14. dag avhengig av fjellets egenskaper, profilets størrelse og framdriften, og skal omfatte den del av tunnelen som er sprengt i tilsvarende tidsrom. Det føres en egen protokoll som viser når og hvor rensken er utført.

### **c. Kontrollrensk**

På særlig svake partier av tunnelen der det ikke er utført foreløpig eller permanent sikring, må det utføres kontrollrensk.

Ved daglig inspeksjon av de svake partiene avgjøres hvorvidt og når etterkontrollrensk skal utføres.

## **2. SLUTTRENSK**

### **a. Rensk av sålen**

Tunnelsålen renskes for løse materiale ned til et nivå som gir plass til overbygning (forutsett at gjenværende masser har tilstrekkelig bæreevne). I fuktige partier med betydelige frostmengder vil bruk av såleisolasjon kreve et ekstra plassbehov, se figur 20 s. 404.

### **b. Rensk av vegger og tak**

Før tunnelen åpnes for trafikk skal vegger og tak renskes grundig. Vannspyling er en god hjelp for å oppdage svakheter. Det er særlig viktig at kravet til teoretisk sprengningsprofil er oppfylt hvor plasskrevende sikringstiltak som f.eks. platehvelv eller utstøpning siden kan bli aktuelt. Spesielt må det påses at kravet til fri høyde i kjørebane kant blir tilfredstilt.

Fjell som stikker innenfor det teoretiske profil, fjernes ved rensk eller strossing.

## **3. VEDLIKEHOLDSRENSK**

For tunneler under trafikk må det med jevne mellomrom foretas ettersyn og om nødvendig ny rensk, eventuelt kompletterende sikring. Særlig viktig er dette hvor fjellet er vått og hvor frost forekommer.

## F. Sikringsarbeider

Det skilles mellom arbeidssikring og permanent sikring i tunneler.

Med arbeidssikring forstås de sikringstiltak som er nødvendige for å gjøre arbeidsplassen trygg under tunneldrivingen og for å hindre utrasing av overmasser i dårlig fjell. Å samle og fjerne store vannlekkasjer kan også være en arbeidssikring.

Med permanent sikring forstås alle sikringsarbeider som utføres etter at tunnelen er ferdig drevet. Denne sikring består gjerne i en supplering og utvidelse av den fjellforsterkning som er utført som arbeidssikring under drivingen, og spesielt effektiv fjerning av vann fra hvelv og kjørebane i tunnelenes frostsoner.

Under prosjekteringen av tunneler skal det settes opp en oversikt over de sikringsmetoder som ventes å bli aktuelle, samt omfanget av sikringsarbeidene.

Under drivingen av tunnelene korrigeres sikringsplanene etter hvert som større kunnskaper om fjellets egenskaper og lekkasjeforholdene innvinnes.

### 1. ARBEIDSSIKRING

Til arbeidssikring bør det velges metoder som på kort tid gir en tilfredsstillende sikkerhet, slik at drivingen kan fortsette uten for lange avbrudd. Det bør være en hovedregel at arbeidssikringen skal inngå som en del av den senere permanente sikring. Det må spesielt søkes unngått at arbeidssikring skaper hindringer for gjennomføringen av plasskrevende permanente sikringstiltak.

Når det før eller under drivingen av et tunnelparti blir klart at det vil bli behov for plasskrevende sikring i partiet bør den nødvendige utvidelse av tverrsnittet tas under drivingen. Frostmengde, geologiske rapporter og observasjoner ved stoff legges til grunn for vurderingene.

#### a. Fjellforsterkning

Grovblokkig fjell (sprekkavstand over ca.0,5 m) bør vanligvis sikres med forspente bolter.

Finblokkig eller noe oppknust fjell (minste avstand mellom sprekkene 50–500 mm) i soner med godt sidefjell bør i første rekke sikres med bolter kombinert med bånd eller nett.

Sterkt oppknust, forvitret eller på annen måte dårlig fjell krever ofte sikring utover bolting. Sprøytebetong, utstøping, stempling, injisering og frysing kan da komme på tale.

Metoder som dekker fjelloverflaten har den ulempen at en mister muligheten for visuelt å bedømme fjellets tilstand. Profilet låses dessuten fast.

Avskalling og moderate bergslag sikres ved systematisk bruk av bolter og nett.

## **b. Vannsikring**

Konsentrerte vannlekkasjer sikres ved å fange opp vannet ved hjelp av borhull, slanger, plater, folier etc. og føre det ned i grøfter eller kummer, hvorfra det kan ledes eller pumpes ut. Er vannet slamførende, bør det ledes ut via slamkummer.

Selv om det ikke er isproblemer under drivingen, bør det vurderes alt på dette tidspunkt hvilke tunnelpartier som etter gjennomslaget vil bli utsatt for frost, og hvordan lekkasjene kan sikres permanent på disse partier.

## **c. Forinjeksjon**

Injeksjon foran stoff kan være aktuelt for to formål – forsterkning av fjellet og tetting mot innlekking av vann.

For begge formål bores injeksjonshullene fra stoffens omkrets og fremover i en vinkel med tunnelens senterlinje som kan være ca. 30° for korte hull og minkende med økende hull-lengde.

Injeksjon for forsterkning utføres oftest med sement oppslemmet i vann. Sementinjeksjon blir også benyttet for vanntetting, men suspensjonen har begrenset tettende evne. Vanlige oppløsninger har bedre inntrengningsevne. Vanligst brukt er sulfittavlut og vannglass tilsatt herdere.

## 2. PERMANENT SIKRING

### a. Forhold som krever sikring

Det er fjellets egenskaper, vannlekkasjeforhold og frostmengder i tunnelen som fra den bergtekniske side bestemmer valget av sikringsmetoder.

Opplysninger om disse forhold systematiseres ved at de tegnes inn på et kart over tunnelen, slik at det fås oversikt over hvor de enkelte problemer ventes å oppstå.

Trafikkmengde og kjørehastighet er også faktorer som har betydning for art og omfang av den nødvendige permanente sikring.

Sikringsarbeidene er ofte tidkrevende og kostbare. Det er derfor viktig at det under prosjekteringen nyttes realistiske anslag for disse arbeider i anleggets tempo- og kostnadsplaner. Investeringene til sikring må stå i et rimelig forhold til de vedlikeholdsutgifter som vil kunne innspares.

### 1. Fjellstabilitet

Fra et sikringsmessig synspunkt kan fjellets egenskaper deles inn i 2 hoveddeler. Disse opptrer hver for seg og i kombinasjoner.

#### – Detaljoppsprekking

Alt fjell er gjennomsatt av sprekker (detaljoppsprekking). Sprekkes avstand, retning, åpning, ruhet osv. varierer fra en berggrunn til en annen.

Når ett eller flere systemer av detaljsprekker har et ugunstig forløp i forhold til hverandre og til tunnelretningen og dessuten er tilstrekkelig gjennomsettende og glatte, kan det resultere i utfall av enkeltblokker og i verste fall større ras.

#### – Soner med knust eller forvitret fjell

Disse omfatter dagfjellet med forvitring på stikk og sprekker, forkastnings- og skyvesoner med ulike grader, av oppknusing og forvitring samt slepper og sprekker fylt med materialer som kan oppløses, vaskes ut eller svelle ved tilførsel av vann.

– Bergtrykket

Spenninger i fjellet kan føre til sprakelyder, avskalling eller bergslag. Ved bergslag kastes stein ut med stor kraft. Spenningene, som kan skyldes topografien på stedet eller geologiske forhold, vil med tiden utjevnes. Ved å sikre ved hjelp av bolting vil langvarig renskearbeide kunne unngås.

## 2. Vannlekkasjer

Gjennom sprekker siger overflatevann ned i fjellet. Avhengig av tiløps- og avløpsforhold vil det innstille seg et grunnvannsnivå i fjellet.

Der tunnelen blir liggende under grunnvannsnivået, er lekkasjene normalt konstante året rundt.

Under anlegget vil lekkasjene kunne skape vanskeligheter både for boring, lading, sprengning og transport. Dessuten kan vannet som følge av oppbløting og utvasking medvirke til utrasing av fjellet.

Lekkasjer i tunnelen skader vegbanen ved erosjon og reduserer siktbarheten. Men de største problemer volder vannlekkasjene i forbindelse med frost.

## 3. Frostområder

De faktorer som i første rekke avgjør hvor stor del av tunnelen som utsettes for frost er de klimatiske forhold på stedet, tunnelens lengde og stigning. Problemer med frosten fås først i forbindelse med vannlekkasjer. Hvor store disse problemene vil bli, avhenger i første rekke av frostmengde og lekkasjenes størrelse.

På steder med moderate frostmengder vil det i korte tunneler kunne fås stadige nydannelser av is gjennom hele tunnelen. På slike steder vil isdannelsen i lange tunneler innskrenkes til partier nær munningene. Er frostmengden stor vil korte tunneler kunne fryse helt tørre om vinteren, mens det vår og høst stadig dannes is. Frostområdenes utstrekning kan begrenses ved f.eks. bruk av porter.

De største frostproblemene fås ofte ved store frostmengder og lange tunneler. Her vil det i store deler av tunnelen stadig dannes is. Bare korte

partier nær tunnelmunningene vil kunne fryse tørre. I meget lange tunneler kan det fås et frostfritt parti. Dette partiet ligger ikke midt i tunnelen, men nærmere den munning der den naturlige trekk er rettet ut.

Et spesielt problem oppstår dersom vannet som flyter nedover i såle og grøfter fryser utover mot munningen. Derved bygges det opp is i overbygningen og på kjørebanelen.

## b. Valg av sikringsmetode

I figur 12 s. 388 er det gitt en oversikt over de forhold som betinger sikring og en del grunnleggende metoder for å utføre sikringen. Figuren er av orienterende art og må sees i sammenheng med beskrivelsen av de enkelte metoder.

Problemene er inndelt i tre hovedgrupper, fjellets kvalitet, lekkasje- og frostforholdene på stedet.

En klassifisering av tunnelfjell er meget komplisert. Fjellets kvalitet er avhengig av en rekke faktorer som til dels ikke kan måles direkte. Hver enkelt faktor kan være av avgjørende innflytelse, samtidig som de spiller sammen og påvirker hverandre. Dessuten kan driftsmetoden spille en avgjørende rolle, idet fjellet kan karakteriseres som mindre bra ved en driftsmetode, mens det ved en mer skånsom metode kan karakteriseres som godt fjell. Som en orientering om hva som menes med dårlig fjell, mindre bra fjell og godt fjell angis følgende:

### 1. Dårlig fjell

Vanligvis blir fjell karakterisert som dårlig når bergarten

- er sterkt oppsprukket eller forskifret, ofte i flere retninger. Avstanden mellom detaljsprekkene er gjerne mindre enn 100 mm og de er glatte, åpne og gjennomsettende. Bergarten har som oftest mekaniske svakhetsretninger grunnet sterkt utviklet skifrihet, eller forvitrede soner, ugunstigst orientering parallelt med tunnelaksen.
- inneholder enten som sprekkmateriale eller jevnt fordelt, mineraler som lett oppløses, forvitre eller sveller (f.eks. porøs kalkspat, visse typer magnetkis og leirmineraler).



- er noe mindre oppsprukket, men bergtrykket fører til omfattende avskalling eller bergslag i tunneltverrsnittets trykksone.

I dårlig fjell vil det lett komme store overmasser etter sprengningen. Ustabile partier krever øyeblikkelig forbygning ved stabling, stålbuer etc. Dårlig fjell krever systematisk arbeidssikring med betongforsterkning. Permanent sikring må vanligvis baseres på utstøping med betong evt. kombinert med bolting.

## *2. Mindre bra fjell*

Vanligvis blir fjell karakterisert som mindre bra når bergarten

- er middels oppsprukket eller forskifret, eventuelt i flere retninger med 100–200 mm avstand mellom sprekkene. Bergarten har som oftest mekaniske svakhetsretninger grunnet foliasjon (ensretting av stenglige (amfibol) eller bladige (glimmer, kloritt) mineraler), skifrihet eller forvitrede soner utviklet i varierende grad. Disse kan enten være lite gjennomsettende og ru og være orientert omtrent parallelt med tunnelaksen, eller de kan være relativt gjennomsettende og glatte med en gunstig retning på tvers av tunnelaksen.
- inneholder mineraler som skaper stabilitetsproblemer ved oppløsning, forvitring og svelling.

Bergtrykket kan føre til at det oppstår avskalling eller noe bergslag i trykksonen og at sprekker åpnes i strekksonen.

I mindre bra fjell vil det bli en del overmasser, betydelig arbeidsrensk og en del etterrensk.

Fjellet er ikke stabilt etter rensarbeidet og det forekommer blokknedfall. Det er derfor nødvendig med punktvis arbeidssikring og systematisk permanent sikring ved bolting eller utstøping.

## *3. Godt fjell*

Vanligvis blir fjell karakterisert som godt når bergarten er lite oppsprukket (grovblokkig) med over 500 mm mellom sprekkene. Disse har stort sett

liten åpning, er lite gjennomsettende, ru og har en gunstig retning. Bergarten har lite utviklede mekaniske svakhetsretninger.

Der fjellet er godt fås ubetydelige overmasser ved riktig boring og sprengning. Omfanget av arbeidsrensk er lite og etterrensk utbetydelig. Etter at arbeids- og etterrensk er utført, er fjellet stort sett stabilt. Bare utbetydelig forsterkning i form av punktvis bolting vil være nødvendig for permanent sikring.

### c. Eksempel på bruk av figur 12 s. 388

I en tunnel er det observert vannlekkasjer, frost og mindre bra fjell. Dessuten antas det at lekkasjene ikke lar seg tette ved injisering. En vertikal linje legges inn som vist gjennom vannlekkasje og frost samt gjennom de skraverete ruter for «mindre bra fjell» og «kan ikke tettes ved injisering». Figuren viser da at følgende metoder er anvendbare:

- utstøping mot forskaling, membranisolering og ny utstøping mot forskaling.
- fjellavjevning, membranisolering og utstøping mot forskaling
- bolting og frostisolerte platehvelv

Metodenes godhet er angitt i figuren i tallkode.

En viktig reservasjon til figur 12 er at i fjell med sulfider, som kan skade vanlig betong, skal det nyttes sulfatbestandig sement, f.eks. slaggsement, og betongutføring skal membraniseres.

## G. Beskrivelse av sikringsmetodene

### 1. BOLTING

Bolting kan nyttes som sikringsmetode, eventuelt kombinert med bånd eller nett der det skal festes løse blokker eller lag i fjellkonturen eller der det er avskalling og moderate bergslag. Metoden gjør det mulig å binde stein og blokker sammen til et stabilt hvelv.

Der det er av betydning å få en rask sikring under tunneldriften, bør det nyttes en bolttype som kan forspennes. Dersom boltene skal inngå i den permanente sikring må det sørges for en effektiv korrosjonsbeskyttelse.

		Vannlekkasje										Tørt		
		Frost					Ikke frost							
Fjellkvalitet	Dårlig fjell	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	Mindre bra fjell	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	Godt fjell	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Lekkasjetype	Kan ikke tettes ved injisering	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	Kan tettes ved injisering	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
Forsterkning og vannsikring	1 Utstøping med forskaling, membranisolering, ny utstøping mot forskaling	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	2 Fjellavjevning med sprøytebetong, membranisolering, utstøping mot forskaling	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3
	3 Bolting og uisolerte platehvelv								2-3	2-3	3	3		
	4 Bolting og frostisolerte platehvelv			2-3	2-3	3	3							
	5 Bolting og injisering				1	1				1-2	1-2			
Forsterkning	6 Utstøping mot forskaling											3	3	
	7 Bolting og utstøping med armert sprøytebetong											2	3	
	8 Utstøping med sprøytebetong											2	3	
	9 Bolting											2	3	
Vannsikring	10 Platehvelv										3	3		
	11 Frostisolerte platehvelv					3	3							
	12 Injisering						1			1-2	1-2			

Meget god sikringsmetode: 3  
 God sikringsmetode: 2  
 Mindre god sikringsmetode: 1

Figur 12. Sikringsmetoder

Sikring med bolter er en rimelig metode, den er enkel å utføre, og man får ingen innsnevring av tunnelprofilen. Ved planlegging av et boltarbeid må det på grunnlag av fjellets stabilitetstilstand avgjøres følgende:

- Boltetype og innsettingsmetode
- Dimensjonering og boltemønster
- Hvorvidt bolting alene kan gi den ønskede sikkerhet

## a. Materialer

### 1. Boltetyper og utførelse

- Ekspansjonsbolter

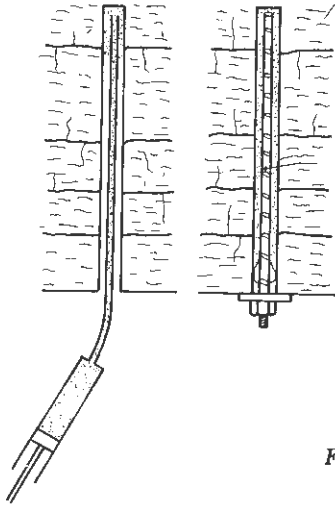
Denne bolttype har en ekspansjonshylse som kan utvides ved at en sprengplugg trekkes inn i hylsen og ekspanderer denne inntil boltene sitter fast i borchullet. Det er utviklet flere typer ekspansjonshoder til de forskjellige fjelltyper både i støpegods, stål og kunststoff. Det er særlig bergartens hardhet som bestemmer hvor god forankring som kan oppnås. Boltene har gjenger, mutter og underlagsskive slik at den kan forspennes, se figur 13. Rask montering og muligheter for gjenvinning gjør at boltene er særlig aktuelle til arbeidssikring. Den kan også støpes inn, men til dette er enkle kamstålbolter som regel både rimeligere og bedre egnet.



Figur 13. Ekspansjonsbolt.

- Innstøpte bolter

Den enkleste bolt av denne type består av et kamstål omstøpt av betong eller annet støpemateriale. Flere metoder er utviklet for å fylle hullet med betongmørtel. Den rimeligste, se figur 14, går ut på å føre en slange fra betongpumpe til bunnen av hullet og dra slangen ut etter hvert som hullet fylles. Deretter drives boltene inn i hullet med håndkraft, slegge eller lufthammer.



Figur 14. Innstøpt kamstål.

For en annen type innstøpt bolt nyttes det to perforerte skinner som danner et rør når de legges mot hverandre. Disse fylles med mørtel, legges mot hverandre og føres inn i borchullet. Deretter drives kamstålet inn mellom skinnene.

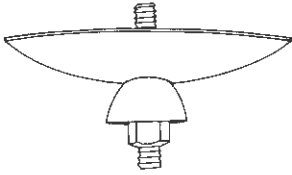
Det kan også brukes kunststoffer (f.eks. polyesterlim) til faststøping eller innstøping av kamstålbolter. Støpematerialet føres først inn i borchullet i en eller flere patroner. Deretter presses boltene inn samtidig som den roteres slik at patronen knuses og materialkomponentene blandes. Herdingen begynner da straks. Etter kort tid er boltene forankret og kan forspennes. Forankringen er mindre avhengig av bergarten for disse boltene enn for ekspansjonsbolter pga. større forankringslengde.

## 2. Underlagsplater

Boltene forspennes ved å dra til en mutter som presser en plate mot fjellet, fortrinnsvis nyttes momentnøkkel eller hydraulisk boltestrammer.

Platene kan være firkantede, trekantformet eller sirkulære sfæriske.

Best kontakt med fjellet fås når det nyttes sirkulær, sfærisk plate sammen med en halvkuleformet «skive» samt mutter, se figur 15.



Figur 15. Sferisk underlagsplate.

Ved bolting i fjell med høyt bergtrykk forankres bolten kun i indre ende og den forspennes ikke. Det bør benyttes en bolt som tåler stor forlengelse før brudd, samt store trekantplater.

Ved innstøpte bolter som ikke forspennes kan det også nyttes påsveiste plater.

### 3. Materialkvalitet

Kvaliteten på materialet samt boltens tverrsnitt avgjør styrken på bolten og oppgis vanligvis av leverandøren som bruddlast. Ved bruk av kamstål kan tverrsnitt og kvalitet tilpasses kravet til styrke. For å unngå sterk svekkelse av boltens bruddstyrke i gjengepartiet bør rullede gjenger benyttes.

I de tilfelle der underlagsplaten sveises til bolten nyttes det sveisbart stål i bolt og plate.

Alle permanente bolter korrosjonsbeskyttes. Korrosjonsbeskyttelsen kan bestå i en varmforzinking (med etterfølgende kromatering med natriumdikromatløsning hvis sementmørtel benyttes). Ved bolter som innstøpes i hele lengden er det tilstrekkelig at bare den ytterste del av bolten (ca 200 mm) korrosjonsbeskyttes på denne måte, mens punktforankrede bolter beskyttes i hele boltens lengde. Underlagsplater, skiver og muttere beskyttes i alle tilfeller.

Varmforzinking – uten kromatering – er tilstrekkelig korrosjonsbeskyttelse for bånd og nett.

I vått sulfidholdig fjell må det brukes et resistent forankringsmateriale og bolten bør støpes inn i hele lengden.

#### 4. *Innstøpingsmateriale*

Det nyttes vanligvis mørtel som blandes i like vektmengder fin sand (pussesand) og sement. Mørtelen skal være grøtaktig og kan med fordel tilsettes stoff som gjør den plastisk og ekspanderende.

Sanden skal være jevnt gradert fra 0–2 mm. Der det er vannlekkasjer i borhullene, bør det nyttes hurtigbindende sement. Er vannet aggressivt, bør det nyttes spesialsement. Som innstøpingsmateriale brukes nå også kunststoffer (fortrinnsvis polyester).

### **b. Dimensjonering og utførelse**

#### *1. Beregning av antall bolter*

Når blokker eller lag skal festes med bolter, må først blokken eller laget avgrenses slik at vekten av partiet kan anslås. Det forutsettes da at hele partiet er løst, og det regnes ikke med kohesjonskrefter. Til sammen skal boltene bære denne vekten, og antallet gir seg da av boltens bruddlast og nødvendig sikkerhetsfaktor.

Ved bruk av forspente bolter bør det ved forsøk på endel bolter på aktuelle steder søkes fram til boltens forankringskraft i fjellet. Boltene bør ikke forspennes til mer enn 60% av denne kraft for permanent sikring, eller til 80% for arbeidssikring. Ikke i noe tilfelle må boltene forspennes til mer enn boltenes tillatte strekkspenning.

#### *2. Boltelengden*

Dersom fjellblokker eller lag av fjell skal festes, er boltelengden avhengig av mektigheten av det fjell som skal festes. Boltens nødvendige lengde regnes å måtte være minst dobbelt så lang som blokkens eller lagets mektighet. De boltelengder som foreskrives må stemme med de standardiserte borlengder og eventuelt med lengdene på fabrikkfremstilte bolter.

Ved systematisk bolting mot ustabile masser, f.eks. i svakhetssoner, er boltelengden ayhengig av tunnelbredden.

### 3. Borhulldiameter – boltediameter

Borhulldiameteren må være i samsvar med boltediameteren og diameteren på ekspansjonshylsen, og gi nødvendig plass for støpematerialet i de tilfelle bolten skal støpes inn.

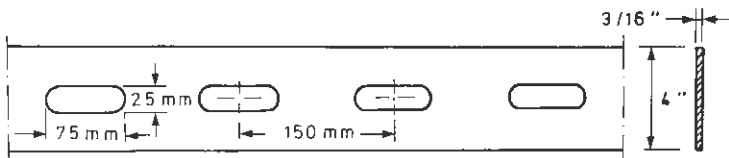
For ekspansjonsbolten må borhulldiameteren være 1–2 mm større enn diameteren på hylsen. Samtidig må diameteren på hullet være minst 4 mm mindre enn diameteren på hylsen i ekspandert stilling. For bolter innstøpt i betong må hulldiameteren være minst lik boltediameteren + 10 mm. For bolter som støpes inn med kunststoffer bør differansen mellom hulldiameteren og boltediameter være så liten som mulig for å spare kostbart støpemateriale og for at materialkomponentene skal blandes godt. Forøvrig henvises det til spesifikasjoner fra forhandlere av kunststoffer.

### 4. Bolteretningen

Da boltene kan tåle større strekkbelastning enn skjærbelastning, bør de settes med så liten vinkel som mulig til blokkens forventede bevegelsesretning.

#### c. Fjellbånd

Der sprekkettheten blir for stor for bolting alene er det ofte nødvendig å nytte fjellbånd for å holde mindre blokker på plass. Båndene kan se ut som vist på figur 16.



Figur 16. Fjellbånd.



## d. Netting

Der sprekketettheten eller oppknusingen i svakhetssoner er så sterk at man vanskelig kan sikre mot steinnedfall ved bolter og bånd, vurderes bruk av netting.

Fortrinnsvis benyttes flettverks gjerdenetting.

## 2. INJEKSJON

For å redusere vann- og isproblemer i tunnelen og/eller hindre drenering av omkringliggende områder (setninger på byggverk, tørkeskader på brønner og dyrket mark mm.) kan det nyttes injeksjon. Injeksjon består i å stoppe eller redusere lekkasjer ved å presse en væske eller suspensjon inn i sprekke fra borhull. Væsken som nyttes kan f.eks. være en sulfittavlutløsning, som ved visse kjemiske tillsatser stivner etter et tidsrom som kan reguleres.

Som permanent sikring benyttes vanligvis etterinjeksjon. Det kan være lettere å tette fjellet ved forinjeksjon enn ved etterinjeksjon fordi sprekke- ne etter at tunnelen er drevet kan bli fylt med luft som vanskelig lar seg fortrenge. Ved forinjeksjon er det vanskelig å vurdere behovet for tetting og kvaliteten av arbeidet.

Før injeksjonsarbeidene startes foretas det en vurdering av sprekker, vannføring, strømrretning mm. i fjellet rundt tunnelen, eventuelt med støtte i sonderboringer og vanntapsmålinger. På dette grunnlag settes det opp en plan for injeksjonen.

De lekkasjer som enklest lar seg tette, er der vannet følger en enkel sleppe eller smal avgrenset sprekkesone, mens fjellet på sidene er tett. Er det tett oppsprukket fjell, kan det være vanskelig å få til en fullgod tetting ved injeksjon.

For å redusere vanntrykket over det tette partiet og hindre at lekkasjer forskyver seg bores det drenasjehull.

## 3. PLATEHVELV

I helt eller tilnærmet frostfrie tunnelpartier hvor det er lekkasjer som vanskelig lar seg tette, kan lekkasjene avskjermes med et enkelt hvelv av korrosjonssikre plater fra grøft til grøft. Plassbehovet er 150 mm.

I partier med midlere frostmengde større enn ca 3000 h°C må platehvelvet frostisolereres, slik at det ikke brytes ned av is. Isolasjonsmaterialet må ha gode fukt- og branntekniske egenskaper. Monteringen må være enkel uten å gi kuldebroer. Nødvendig isolasjonstykkelse avhenger av frostmengden i vedkommende tunnelparti og tilgangen av varme fra fjellet og lekkasjevannet. Plassbehovet er 250–300 mm.

Et platehvelv er en ren vannsikring, og det gir liten beskyttelse mot nedfall av stein. Fjellet må i den utstrekning det er nødvendig forsterkes med bolter, bånd og netting før platene monteres. Platene har også den fordel at de gir bedre lysforhold og letter renholdet.

### a. Materialer

Til framstilling av platehvelv nyttes plater av korrosjonsbeskyttet aluminium, PVC, glassfiberarmert polyester, korrosjonsbeskyttet stål mv. Platene bestilles fra produsent i ønsket tykkelse, størrelse og krumning. Bolter og bjelker til montering av platene kan være av aluminium eller varmforsinket stål.

Som isolasjonsmateriale brukes matter av mineralull med overtrekk av 0,15 mm tykk, helsveist polyetylenfolie.

### b. Utførelse

Ved montering av enkelt platehvelv støpes det fast bolter i fjellet først. Til disse festes bærebjelker langsetter tunnelen og deretter poppes platene fast med eventuell korrugering på tvers av tunnelen.

Ved montering av enkelt isolert platehvelv bygges videre på det enkle, uisolerte hvelvet. Matter av mineralull trukket med plastfolie limes direkte på platene. Da slike matter mekanisk sett er svake, må de vanligvis beskyttes mot skader fra kjøretøy etc. Dette gjøres ved å montere plater også på veggisiden av isoleringen. Det bør dessuten støpes en avvisende kant, lav kantstein, i kjørebane kant.

#### 4. UTSTØPING UTEN MEMBRAN

Utstøping direkte mot fjell kan enten skje ved hjelp av forskaling eller som sprøytebetong. Det oppnås på denne måten en viss understøttelse av fjellet, samtidig som nedfall av stein unngås.

Støping av bærende hvelv direkte mot fjell bør bare anvendes der fjellet er tørt. Der fjellet inneholder skadelige kismineraler nyttes membran. Ved kraftig bergslag og aktiv svelleleire reduserer en kompressibel pakning faren for innpressing.

##### a. Utstøping med forskaling

###### 1. Rensk av fjelloverflaten

Fjelloverflater som kommer i kontakt med den bærende betongkonstruksjon behøver kun renskes i den utstrekning det er nødvendig av hensyn til arbeidssikkerheten.

###### 2. Dimensjonering og materialer

Der utstøpingen skal tjene som en understøttelse av fjellet brukes det vanligvis en tykkelse på 300 mm C 35. Betongen skal tilfredsstille kravene i NS 3474 (3).

###### 3. Tilsetningsstoffer

Tilsetningsstoff må være av godkjent fabrikat. Vedrørende godkjenning, se NS 3474 pkt. 2.5.

Der det er av betydning med en hurtig herding bør det i første rekke nyttes Rapidsement. Ved bruk av akselererende tilsetningsstoff bør dette nyttes i minst mulig utstrekning der konstruksjonen er armert. Ved bruk av tilsetningsstoffer må doseringen være særdeles nøyaktig. Man må være oppmerksom på at ved bruk av tilsetningsstoffer vil belastningen på forskalingssystemet endres.

#### 4. *Utførelsen*

Dersom arbeidene utføres på spesielt farlige partier, bør et forskalingsssystem som muliggjør rask montering velges. Forskalingen skal renskes for stein og trebiter før støpingen tar til.

Det er viktig med best mulig utfylling mot fjell, og betongen bør av den grunn vibreres eller pakkes godt. For å sikre tett anslutning mot fjell i taket, kan det være nødvendig med injisering.

På synlige flater skal bånd eller bolter hugges av 2 cm innenfor betongoverflaten, og såret pusses igjen. Flatene skal dessuten være fri for grader fra forskalingsmaterialer. Støpesår utmeisles til frisk betong og støpes igjen.

### **b. Sprøytebetong**

#### 1. *Rensk av fjelloverflaten*

Fjelloverflaten som skal sikres permanent med sprøytebetong rengjøres grundig for støv. Dette utføres vanligvis ved vann- eller luftspyling. Ved vegttunneler som har vært under trafikk kan det bli nødvendig med særlige tiltak for å fjerne eksosbelegg o.l.

#### 2. *Dimensjonering og materialer*

Sprøytebetong brukes både med og uten armering. Dimensjonering må foretas for hvert enkelt tilfelle. Betongkvaliteten bør ikke underskride C 35. Kravet til tilslagsmaterialene er de samme for sprøytebetong som for betong for øvrig, se NS 3474 pkt. 2.2.

Tilslaget må ikke inneholde knuste materialer, da disse gir masse som flyter dårlig og gir stor slitasje på sprøyteutstyret. For at prelletapet skal holdes innen rimelige grenser må graderingen være så ideell som mulig.

Vedrørende tilsetningsstoffer, se pkt. 3, s. 396.

#### 3. *Utførelse*

Arbeidet utføres som tørrsprøyting eller våtsprøyting. Vegger sprøytes

alltid først, deretter taket for å unngå at prelletapet fra sprøytingen av taket setter seg fast på veggene og vedheften blir dårligere.

Påføringen av sprøytebetongen foregår normalt så vinkelrett som mulig mot den flate som skal sprøytes, og avstanden mellom dysemunning og flate skal være slik at lavest mulig prelletap oppnås. Prelletapet er vanligvis 15–20% av totalt materialforbruk ved tørrsprøyting, noe lavere ved våtsprøyting.

Hvert lag som påføres bør ikke overstige 50 mm.

Lagtykkelser på 20–30 mm ansees som best.

Brukes det armering, bør denne festes så godt at den ikke vibrerer for mye under sprøytingen. Før armeringen festes er det ofte nødvendig med en avjevning.

#### *4. Kontroll*

For å sikre seg at sprøytebetongen har den foreskrevne tykkelse bør målebolter settes i fjellet før sprøytingen tar til. Plasseringen av boltene utføres etter et på forhånd fastlagt rutenett. Videre bør det ved banking undersøkes at det ikke har oppstått «bom».

### **5. UTSTØPING MED MEMBRAN**

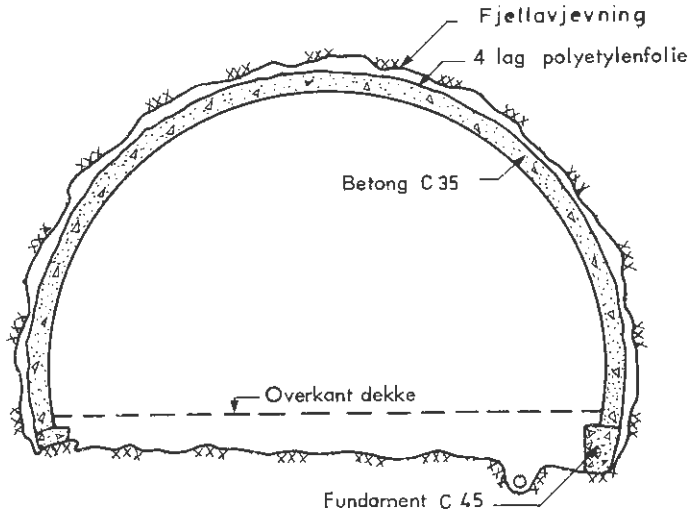
Der det er vanskelige stabilitetsforhold og lekkasjer som ikke lar seg tette ved injisering, vil den eneste fullverdige permanente sikringsmetode være fjellavjevning, membran samt ny utstøping. Det samme gjelder der det er sulfider i bergarten som kan skade betongen.

Som fjellavjevning nyttes vanligvis sprøytebetong eller utstøping mot forskaling, se figur 17 og 18.

#### **a. Tetningsmembran**

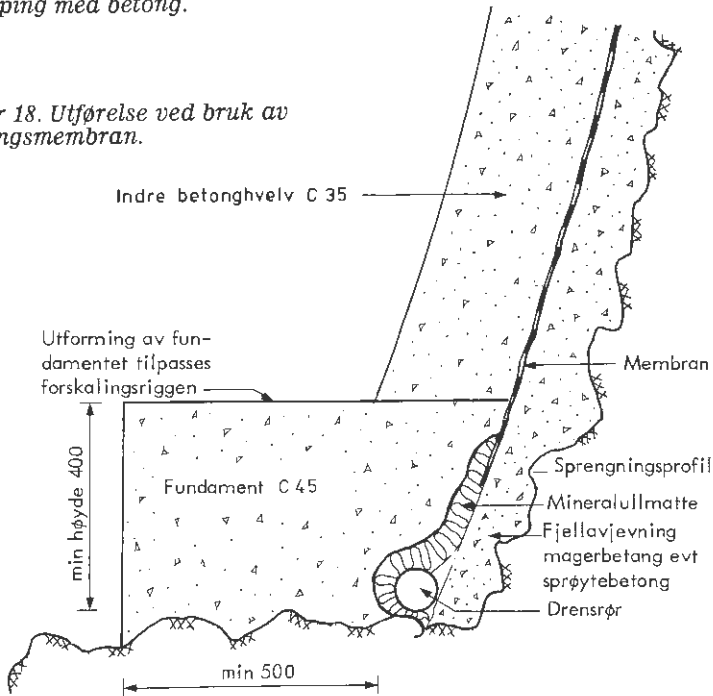
##### *1. Materiale*

Som membran kan nyttes asfaltapp, plast- eller gummifolie m.m.



Figur 17. Fjellavjevning, membran og utstøping med betong.

Figur 18. Utførelse ved bruk av tetningsmembran.



## 2. Utførelse

Asfaltpapp har nesten ingen tøyelighet og setter derfor store krav til underlaget. Etter at større vannlekkasjer i hvelv og vegger er samlet i renner eller rør og ført ned langs fjellveggene til grøft, støpes kontaktstøp mot fjellet. Betongflaten etter forskalingen skal være slett og jevn.

Membranen består av 2–3 lag asfaltpapp. Det første laget klistres til betongflaten ved at et på pappbåndene påført ekstra klisterlag av asfalt, smeltes med brenner, og pappen klemmes mot betongflaten. Dersom betongflaten er våt pga. lekkasjevann benyttes drenasjepapp slik at det blir vannveg mellom membranen og betongflaten.

Neste papplag klistres opp på samme måte. Pappbanene kan krysse hverandre i de to lagene eller løpe i samme retning. I siste fall påses det at banene i annet lag ligger med midten over skjøtene i første lag.

Membranen av plast eller gummilignende materiale stiller noe mindre krav til jevnhet av bakflaten fordi materialene har en betydelig tøyelighet. Bakflaten kan ha slake gryter og bølger, men den må ikke ha skarpe framspring eller gryter og bølger med bratte vegger. På et pent sprengt fjellflate kan det være tilstrekkelig med en avjevning med sprøytebetong og et beskyttelseslag av fiberduk.

Membranene kan reises ved at det skytes fast «knapper» i avjevningbetongen og at foliene seksjonsvis klemmes fast over knappene eller sveises fast uten punktering. Brukes PVC-membran sveises seksjonene sammen i to sømmer til en kontinuerlig tett membran. Fordelen ved å bruke to sømmer er at hver enkelt skjøt kan trykk - eller vakumprøves. Denne muligheten har man ikke hvis det sveises en søm eller hvis skjøten limes.

Ved å legge folieseksjonene med store overlappinger og i flere lag, fremstilles det en tett membran uten at seksjonene sveises eller limes sammen. De enkelte folier kan da være tynne, f.eks. 0,15 mm polyetylen, og de reises og holdes på plass ved hjelp av stålspiler, f.eks. 10 mm kamstål. Metoden er egnet for sirkulære profil, men uegnet for rektangulære.

Det støpes i kontakt med membranen. Innføringen av betong gjøres slik at membranen ikke skades og slik at det ikke finner sted separasjoner i betongmassen. Det er viktig å få i stand god fylling i toppen av hvelvet. I et utstøpt, vått parti må det spesielt mot endene av partiet pakkes godt

med betong opptil fjellet i hvelvet. Injisering av særlige tetningsmidler mellom fjell og betong kan bli aktuelt.

Tetningsmembranen avsluttes bak hvelvfundamentet og skal stå i forbindelse med et dreneringssystem, se figur 18 s. 399.

## H. Drenering av tunneler

Vannlekkasjer opp i tunnelsåle og grøfter er like vanlig som lekkasjer i hvelv og vegger. Tetting av hvelv og vegger ved injisering eller utstøpning med membran kan føre med seg at lekkasjene nedenfra øker. Dette lekkasjevann og vann fra platehvelv må føres frostsikkert ut av tunnelen.

Når råttunnelen er drevet vil mengden av vann som skal ledes ut av tunnelen til vanlig være kjent. Vannmengden varierer med nedbørsforhold og årstider, men utslagene er betydelig mindre enn i vegens dreneringssystem utenfor tunnelen.

I tunnelpartier med liten eller ingen frost byr derfor dreneringen vanligvis ikke på vanskeligheter. I partier med store frostmengder blir det derimot ofte nødvendig med særlige tiltak for å hindre iskjøving.

### 1. SÅLELEKKASJER

Vann som lekker i tunnelsålen kan om vinteren fryse til is før det når ut til sidegrøft. I overbygningen danner det seg da et iskjøv. Dette iskjøvet fortsetter å vokse inntil kilden fryser tørr eller frosten opphører. Slike iskjøv i overbygningen kan gi telekuler. Størst ulempe for trafikken oppstår om vannet bryter gjennom vegdekket og gir våt is på vegbanen.

Sålelekkasjer i tunneler må få frostsikker avrenning fra innlekkingsstedet til frostsikker dreneringsgrøft. Dette oppnås på forskjellige måter.

- Isolering. Tunnelsålen bør fortrinnsvis frostsikres ved bruk av isolasjonsmateriale. Isolasjonsmaterialet må ligge på en jevn pute av sand eller grus. Vedr. krav til jevnhet se s. 46. Man regner at det er behov for såleisolasjon når midlere frostmengde i tunnelluften  $F_{2t} \geq 8000 \text{ h}^\circ\text{C}$ .

Det anbefales at det benyttes ekstrudert polystyren. Isolasjonsplattene legges på samme måte inne i en tunnel som ute i dagen. En del



utkilinger kan man imidlertid spare seg for hvis isolasjonen trekkes godt inn på tørr tunnelsåle. Ved tunnelåpningene derimot bør man legge inn utkilinger.

- Varmekabler. Ved elektriske varmekabler innlagt i et sandlag på sålen i lekkende partier kan temperaturen i sandlaget holdes over  $0^{\circ}\text{C}$ . Vannet kan da renne i sandlaget ut i grøft. Anleggsmessig er dette en enkel løsning, men det kreves strøm på en uheldig årstid og jevnlig tilsyn.

## 2. DRENSGRØFTER

Frostsikkerheten av en drengrøft øker med vannmengden og vannets temperatur. Dette taler for en samling av tunnelvannet i en grøft. Med grøft bare i den ene siden må vannet fra den andre siden krysse tunnelen for å nå grøften. Dette øker faren for at vannet skal fryse før grøften nås og taler for grøft i begge sider, eller langs midten av tunnelen.

Frostmengden er størst ut mot tunnelmunningene. I tunneler med stigning trenger frosten lengst inn fra den lavest liggende munning. Det er nokså vanlig at drengsystemet i tunneler fryser til i kalde deler av landet. Resultatet av dette er gjerne en iskjøving fra grøftene og inn over kjørebanelen.

Der hvor frostmengden er stor og vannmengden forholdsvis beskjeden er det ikke praktisk gjørlig å frostsikre drengrøftene ved å gjøre dem dype. På slike steder må grøftene frostsikres ved isolasjon eller oppvarming med elektriske kabler.

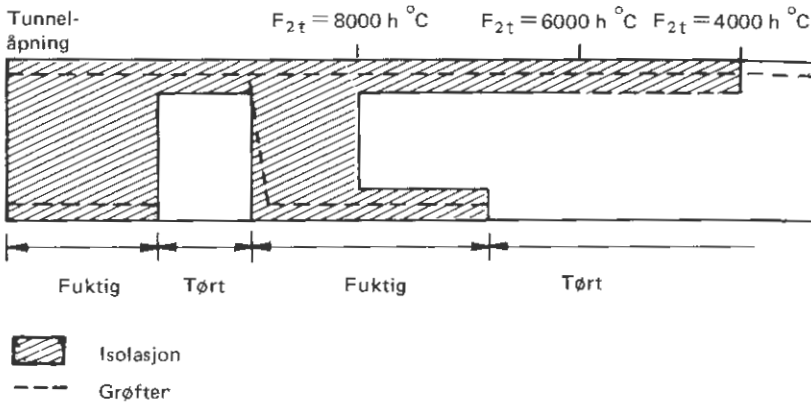
For å kunne ta imot det vannet som på et gitt punkt dreneres til grøften, må grøften og ikke bare drengsrøret ha en temperatur over  $0^{\circ}\text{C}$ . Dette taler for frostsikring med isolasjonsmateriale over grøften. Også utenfor tunnelen må det sikres at drengsrørene ikke tilstoppes av is. Isolasjonsbehovet avhenger både av vannmengdene i grøften og frostmengden. Man regner at hvis vannmengdene er  $1\text{ l/s}$  er det behov for isolasjon der  $F_{2t} > 6000\text{ h}^{\circ}\text{C}$ . Hvis vannmengden er  $< 1\text{ l/s}$  bør grøftene isoleres der  $F_{2t} > 4000\text{ h}^{\circ}\text{C}$ .

Figur 19 viser en prinsippskisse av isolert såle og drengsystem i tunnel. Det framgår at det i nedkant av lekkasjesoner må sprenges en avskjæringsgrøft for at ikke vannet i sålen skal kunne spre seg til tørre partier.

Beregning av midlere frostmengde i tunnelluften  $F_{2t}$  er gitt i ref. (4).

Midlere frostmengde i tunnel $F_{2t}$ , h °C	Grøfteisolasjon
0 – 4000	unødvendig
4000 – 6000	nødvendig hvis vannmengden i grøften er under 1 l/sek
>6000	nødvendig hvis vannmengden i grøften er over 1 l/sek

Eksempel:



Figur 19. Frostsikring av såle- og drens-system.

## I. Overbygning

Figur 20 viser forslag til oppbygning av overbygning i tunneler for veg med bituminøst dekke og med betongdekke. Det er forutsatt at ÅDT-T er under 500.

For større trafikkmengder må dekke og bærelag dimensjoneres på grunnlag av den aktuelle trafikkbelastningen.

Krav til materialer, utførelse, toleranser for høyder, jevnhet og lagtykkelser er som vist i kapittel 4 s. 103.

Trau	F <sub>2t</sub>	Bituminøst dekke		Betongdekke
		ÅDT-T < 200	ÅDT-T = 200 - 500	ÅDT-T < 500
Tørt	alle			
				<p>For tunnelmasse T3 økes frost og drengslag med 10 cm</p>
vått	8000 V			

- Bituminøst dekke kfr. fig. 7 s. 114
  - Betongdekke
  - Skumplast,  $\sigma \geq 350 \text{ kN/m}^2$
  - Veigradert mat., Vm
  - Grus, sand T1
  - Subbus (tefefarlig tunnelmasse)
- Tykkelser i cm

Figur 20. Overbygning for veg i tunnel (ÅDT-T < 500.)

**Referanser**

1. *Statens vegvesen*. (1978). Geometrisk utforming. Vegdirektoratet, Håndbok – 017, Oslo.
2. *Statens sprengstoffinspeksjons hefter*. Forskrifter om eksplosive varer i «Regler for bruk av sprengstoff» og lagring av sprengstoff.
3. *NS 3474*.
4. *Statens vegvesen* (1980). Frostnedtrengning i vegtunneler – kort beskrivelse med regneeksempel. Intern rapport nr 948. Veglaboratoriet, Vegdirektoratet, Oslo.

# Kapittel 11

## GANG- OG SYKKELVEG

<b>A. Generelt</b> .....	409
1. FORUTSETNINGER.....	409
2. TVERRPROFIL.....	409
<b>B. Underbygning</b> .....	409
1. GENERELT.....	409
2. FORARBEIDER.....	411
3. JORDARBEIDER .....	411
4. FJELLARBEIDER.....	412
<b>C. Overbygning</b> .....	413
1. DIMENSJONERINGSGRUNNLAG .....	413
2. VEGENS OPPBYGNING .....	413
<b>D. Vegdekke</b> .....	416
<b>E. Kompletterende arbeider</b> .....	416
1. SKRÅNINGER .....	416
2. RABATT MELLOM GANG/SYKKELVEG OG BILVEG.....	416
3. AVKJØRSLER.....	417
4. BELYSNING .....	417
5. KANTSTEIN OG VEGREKKVERK .....	417
<b>Referanser</b> .....	418

# 11. GANG OG SYKKELVEG

## A. Generelt

### 1. FORUTSETNINGER

Kapitlet behandler områder som er spesielle for bygging av gang- og sykkelveger. Det er derfor nødvendig å bruke «Gatenormalene» (1), «Bruhåndboka» (2), «Trafikkavvikling» (3), og andre kapitler i «Vegbygging» for å dekke emnet fullstendig. Det har imidlertid på enkelte områder vært nødvendig å behandle emner som naturlig hører inn under andre kapitler og normaler fordi de er såvidt spesielle for gang- og sykkelvegbygging.

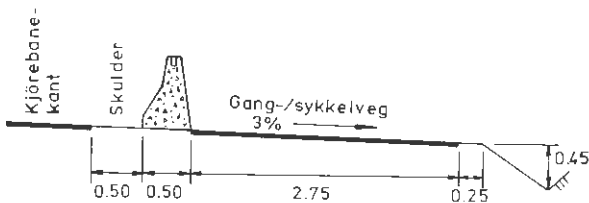
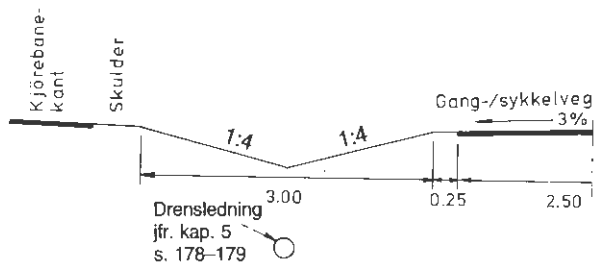
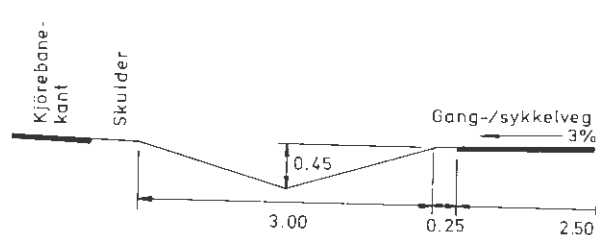
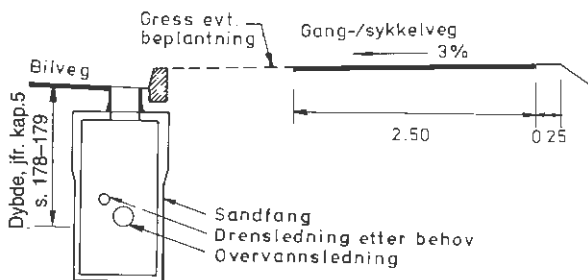
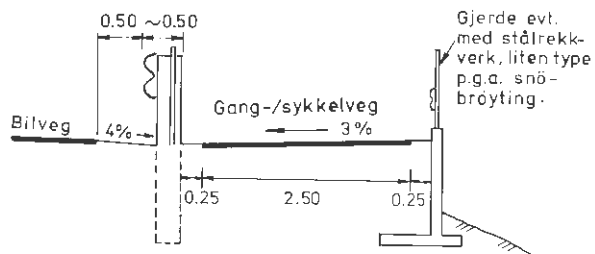
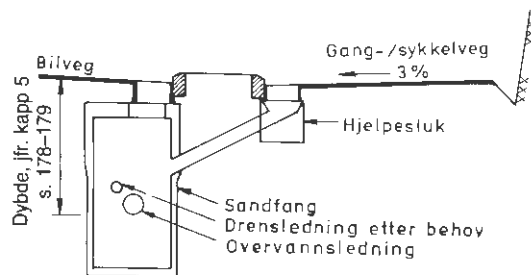
### 2. TVERRPROFIL

Gang- og sykkelvegens tverrprofil er omtalt i «Gatenormalene», kapittel VI. Der behandles avstand mellom gang-/sykkelvegen og bilvegen, vegbredder osv. På figur 1 s. 410 er det vist ulike utforminger av tverrprofilen for en 2,5 m bred gang-/sykkelveg ved forskjellige avstander fra bilvegen.

## B. Underbygning

### 1. GENERELT

Gang- og sykkelveg vil ofte gå langs bilveg og bygges da som regel med samme geometri (horisontal- og vertikalkurvatur). Dette gjøres av estetiske årsaker samt at bilvegen ikke skal virke mer attraktiv for fotgjengere og syklistene enn gang- og sykkelvegen. En ulempe er at bilvegens stive geometri gjør at man kan få store fyllinger og skjæringer.



Alle mål i m

Figur 1. Eksempler på tverrprofiler for gang- og sykkelveger.

Der gang- og sykkelvegen ikke følger bilveg, tilpasses vegen i terrenget slik at større (kostbare) fyllings- og skjæringsarbeider unngås.

I hvert enkelt tilfelle må det gjøres en avveining mellom

- en stiv linjeføring som virker attraktiv på brukerne, men som kan gi høye kostnader
- en myk linjeføring som vanligvis gir økonomiske besparelser, men som kan virke tung og avvisende på brukerne

## 2. FORARBEIDER

Før bygging av en ny veg kan begynne, må Vegvesenets rett til å tiltre veggrunn, være ordnet. Videre må det, om nødvendig, erverves rett til å bruke tilstøtende privatveger som adkomstveger til anleggsområdet og rett til arealer for lagerplasser f.eks. brakker, midlertidig depot for matjord, dumpel plasser etc.

Forarbeidene omfatter også omlegging av luft- og jordledninger innen vegområdet, riving av byggverk og rydding av skjærings- og fyllingsområder. Det kan være aktuelt å frostsikre eksisterende ledninger under gang- og sykkelvegen pga. endrede forhold.

I god tid før et veganlegg blir påbegynt, skal det gis varsel om dette til dem som eier grunn eller bor i nærheten av vegområdet.

For øvrig vises det til kapittel 3 pkt. D s. 83 der forarbeid er nærmere beskrevet.

## 3. JORDARBEIDER

Matjord skal skaves av til senere bruk.

Skråningshelning i jord må tilpasses jordartenes stabilitetsforhold samt erosjonsforholdene. I faste morener og usorterte friksjonsmaterialer vil helning 1:1½ være vanlig, mens det for leire, silt og finsand vanligvis settes skråningshelning 1 : 2.

Fyllmassene må ikke inneholde røtter, mold eller andre humusmaterialer. Heller ikke snø, is eller teleklumper må finnes i massene. Jord må



ikke inneholde stein som bygger mer enn halve utplaneringstykkelsen. Bløt leire kan vanligvis ikke nyttes.

Framgangsmåten ved utlegging av fyllinger vil avhenge av jordarten og komprimeringsutstyret:

- Sand og grus (grovkornige friksjonsmasser) legges ut i maksimalt 0,5 m tykke lag og komprimeres med minimum 4 t etterslepene vibrovalse eller tilsvarende utstyr og minimum 4 passeringer. Hvis lettere utstyr benyttes, må lagtykkelsen reduseres.
- Fyllinger av silt, leire og siltige eller sandige morener bygges opp lagvis i 0,3 m tykke lag og komprimeres av planeringsmaskinen.
- Bark er godt egnet som fyllmasse på dårlig undergrunn. Bark legges ut i 0,3–0,4 m tykke lag og komprimeres med doser. Skråningene på barkfylling må tettes godt med 0,2 m leire, sand, subbus eller eventuelt matjord, se pkt. d s. 42. Avløpsvann fra barkfylling kan forurense omgivelsene.

Planum (traubunnen) skal såvidt mulig planeres med samme tverrfall som vegdekket, vanligvis 3%. Avvik fra teoretisk profil skal være innenfor  $\pm 50$  mm.

Åpen sidegrøft for overflatevann bør gå 0,45 m under topp vegdekke. Brukes lukket grøft for overflatevann, bør rørene legges minst 1 m under topp veg.

#### 4. FJELLARBEIDER

Før sprengning av fjellskjæringer skal matjord og andre løsavleiringer som dekker fjellet, fjernes.

Det sprenges til en slik dybde at traubunnen kan planeres i nivå ca 0,15 m under topp vegdekke. Der det kan forventes problemer med iskjøving, bør det sprenges grøft ca 1 m under topp veg uten at massene fjernes utover normal grøftedybde (0,45 m).

Det er tilstrekkelig med den komprimering som skjer under utlasting av materialene.

I fyllinger tippes steinmassene fra endetipp og planeres i nivå ca 0,15 m

under topp vegdekke. Det tillates nyttet steinstørrelser som bygger inntil 2/3 av lagtykkelsen. For komprimering bør brukes ca 4 t etterslepene vibrovalse eller tilsvarende utstyr og minimum 4 passeringer.

Planum (traubunnen) skal såvidt mulig planeres med samme tverrfall som vegdekket, vanligvis 3%. Avvik fra teoretisk profil skal være innenfor  $\pm 50$  mm.

## C. Overbygning

### 1. DIMENSJONERINGSGRUNNLAGET

Gang- og sykkelveger må tåle belastninger fra lett vedlikeholdsutstyr og trafikk av brann-, syke-, renovasjons- og drosjebiler.

I dimensjoneringstabellen, figur 2 s. 414, er det tatt hensyn til de belastninger som påføres i anleggsfasen. Dette vil også gi tilstrekkelig bæreevne i teledøsningen, men det er ikke tatt hensyn til mulige telehivinger.

Andre kriterier som kan være avgjørende for overbygningstykkelsen, er kabel- og røroverdekning. Ujevn overbygningstykkelse kan gi ujevne telehiv med påfølgende sprekker i vegdekket.

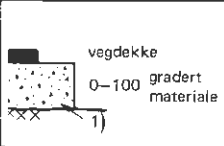
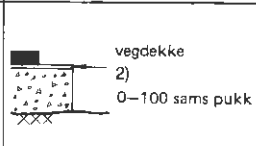
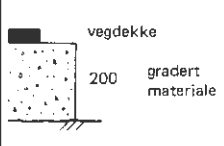

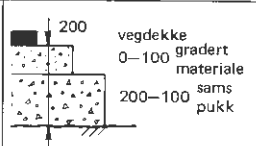
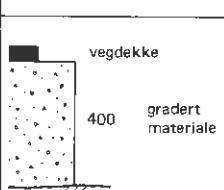
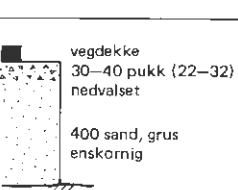
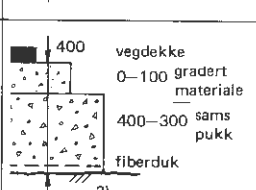
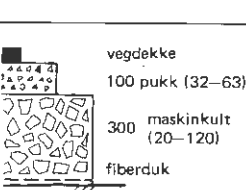
Overbygningens tykkelse bestemmes på grunnlag av grunnforholdene som må kartlegges og klassifiseres.

For dimensjonering av gang- og sykkelveger klassifiseres undergrunnen i tre grupper. Det er i figur 2 s. 414 gitt alternative overbygningstyper for forskjellige typer undergrunn.

Gang- og sykkelveger vil være særlig utsatt for teleskader bl.a. på grunn av at overbygningen er relativt tynn, og unøyaktigheter under bygging vil lett gi utslag i teleskader.

### 2. VEGENS OPPBYGNING

På undergrunn av silt, leire og myr/torv vil det være behov for filterlag. Anvendes grus eller sand i overbygningen vil disse vanligvis være tilfredsstillende også som filterlag. Benyttes grovere materialer som pukk og maskinkult, bør det legges et filterlag.

Undergrunn Materialbetegnelse	Alternative overbygninger (alle mål i mm)			
	A	B	C	D
Fjell Steinfylling Ikke telefarlig materiale, T1				
Litt telefarlig materiale, T2 Middels telef. materiale, T3 Fast leire (tørrskorpe)				
Svært telefarlig materiale, T4 Bløt leire Myr/Torv				

## Anmerkninger:

- 1) På steinfyllinger kan fiberduk legges på planum.
  - 2) Tetting/finavretting med 0–20 mm eller tilsvarende.
  - 3) På spesielt bløt grunn kan 250 mm bark benyttes under konstruksjon.  
Fiberduken kan da sløyfes.
- Kabel-/rør-/grøfter må legges under overbygningen.
  - Fiberduk kan erstattes av et min. 100 mm tykt filterlag med en tilsvarende reduksjon av overliggende lag.

- Bruk av litt telefarlig materiale,
- Dimensjoneringen er basert på anleggsfasen. Lagtykkelsen kan reduseres hvis overbygningen kan legges ut uten skadelig deformasjon av undergr.
- Gradert materiale: Stabil sand, grus, subbus ( $C_u \geq 10$ ).
- Sams pukk: Knust steinmateriale 0–80 mm.

Figur 2. Dimensjonering av gang- og sykkelveg.

Som filterlag kan fiberduk eller velgraderte materialer benyttes. Ved valg av type fiberduk, se Veglaboratoriets fiberdukoversikt (4). Et filterlag av velgraderte materialer bør være minimum 100 mm tykt og kan f.eks. ha en 0–22 mm gradering. Det ansees som tilstrekkelig med den komprimering som laget får under utlegging med doser.

Overbygningmaterialene skal legges ut fra endetipp når det er fare for deformasjoner av traubunnen.

For di gang- og sykkelveger utsettes for svært begrensede trafikkbelastninger, kan det i overbygningen anvendes materialer med relativt liten mekanisk styrke. Bruk av materialer som lett forvitrer, som alunskifer, fyllitt, leirskifer o.l., bør unngås.

Om det av økonomiske årsaker er ønskelig å benytte materialer som er litt telefarlige (T2), bør disse inneholde høyst 6% finstoff (materiale  $\leq 0,02$  mm, regnet i forhold til materiale  $< 19$  mm). Det bør i tillegg være en forutsetning at laget ligger godt drenert, dvs. at sidegrøftene er minst 0,15 m dypere enn overbygningstykkelsen.

Grus- og sandmaterialer bør være både stabile og lette å komprimere. Slike materialer bør derfor være velgraderte,  $C_u = d_{60}/d_{10} \geq 10$ . Materiale- ne skal ikke inneholde stein som bygger mer enn 2/3 av lagtykkelsen.

Brukes sorterte steinmaterialer skal lagtykkelsen være 1,5 ganger den øvre nominelle kornstørrelse.

Enskornig sand kan brukes, men stabiliteten økes ved å legge på et 30–40 mm tykt lag av pukk 22–32 mm som vales ned i sanden.

Komprimering skal på fast undergrunn utføres med lett vibrouststyr, f.eks. 1–1,5 tonn selvgående valse. På bløt undergrunn benyttes ikke vibrering.

For å få tilfredsstillende jevnhet på vegdekket skal ikke toppen av vegfundamentet ha større ujevnheter enn 20 mm målt med 3 m rettholt.

Avvik fra teoretisk høyde skal maksimalt være  $\pm 25$  mm.

## D. Vegdekke

På det ferdig justerte og komprimerte bærelaget kan alternativt legges følgende dekketyper:

- 35 mm asfaltdekke, se figur 1 s. 214
- grus, prefabrikert betongstein, heller o.l.

Dekkekvaliteten skal tilfredsstillende de krav som er gitt i pkt. C s. 222. Dekkene legges helst med asfaltutlegger, men kan også legges ut med slådd eller for hånd om arbeidets art og størrelse tilsier det. Komprimeringen utføres med selvgående valse (1,5–2 tonn).

Dekket skal legges slik at største ujevnhet ikke overstiger 10 mm målt med 3 m rettholt. Dekket skal for øvrig være slik lagt at det ikke oppstår sjenerende vanndammer under regnvær.

## E. Kompletterende arbeider

### 1. SKRÅNINGER

Skråningene pusses og store steiner fjernes. Påføring av matjord og tilsåing kan utstå til veggen er ferdig asfaltert. Matjorden skal trekkes inntil asfaltkanten slik at skulderen blir grasbevokst.

Der der er mangel på matjord kan skråningene sprøytes med gjødsel-grasfrøblanding, se forøvrig pkt. c s, 306.

### 2. TRAFIKKDELER MELLOM GANG-/SYKKELVEG OG BILVEG

Trafikkdel mellom bilveg og gang-/sykkelveg tilsåes som nevnt ovenfor. Hvis man ønsker å beplante rabatten med busker eller trær, må det vurderes om dette kan være sikthindrende for biltrafikken, evt. sikthindrende for gående/syklende som skal krysse trafikkdelene.

På figur 1 s. 410 er det vist forskjellige løsninger på utforming av fysisk hinder mellom gang-/sykkelvegen og bilvegen. I «Gatenormalene», kapittel VI, avsnitt 3 (3), er det beskrevet når det er behov for et slikt fysisk skille.

### 3. AVKJØRSLER

Der gang-/sykkelveg krysser eksisterende avkjørsler, skal avkjørselen legges slik at den tilfredsstillende til enhver tid gjeldende bestemmelser om avkjørsler.

I alle avkjørsler vurderes behov for rør, dimensjon og styrke.

Skal avkjørselen ha direkte kontakt med bilvegen, bør stykket mellom bilveg og gang-/sykkelvegen asfalteres. Det må imidlertid vurderes om dette gir uønskede lekkasjepunkter for fotgjengere fra gang-/sykkelvegen til bilvegen.

Gang-/sykkelvegen bør ikke endre tverrprofil igjennom en avkjørsel. For å tilpasse seg avkjørselsforhold, kan gang-/sykkelvegen legges med ensidig tverrfall 3% mot bilvegen.

### 4. BELYSNING

Det er gitt spesielle bestemmelser om forholdet mellom offentlige vegger og elektriske ledningsanlegg.

Avstanden til stolper skal være minst 3 m fra kant av riksveger.

Langs fylkesveg og kommunal veg er det den lokale vegstyremakt som fastsetter denne avstanden. Ønskes en plassering nærmere enn den vegstyremakten har fastlagt, må det gis dispensasjon.

Ved frittliggende gang-/sykkelveg bør lysmastene plasseres 0,75 m fra asfaltkanten.

Belysning av gang- og sykkelveger er behandlet i «Geometrisk utforming» kapittel XII (5).

### 5. KANTSTEIN OG VEGREKKVERK

Kantstein og vegrekkverk er behandlet i «Geometrisk utforming», kapittel XI (3). Ellers vises det til tverrprofilene, figur 1 s. 410, og til kapittel 9, Rekkverk s. 329.

## Referanser

1. *Statens vegvesen.* (1977). Gatenormaler . Vegdirektoratet Håndbok-019, Oslo.
2. *Statens vegvesen.* Bruhåndbok, Vegdirektoratet, Håndbok-001, Oslo.
3. *Statens vegvesen* (1979). Trafikkavvikling, Vegdirektoratet, Håndbok-050, Oslo.
4. *Sørli, A.*(1975). Fiberduk i vegbygging, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, Intern rapport nr 612, Oslo, 17 s.
5. *Satens vegvesen* (1978). Geometrisk utforming. Vegdirektoratet, Håndbok-017, Oslo

# Kapittel 12

## SNØSIKRING

<b>A. Problem snøen skaper</b> .....	421
<b>B. Drivsnø</b> .....	422
<b>1. REGISTRERING AV KLIMATISKE FORHOLD</b> .....	422
<b>a. Formålet med klimaregistreringene</b> .....	422
<b>b. Vindregistreringer</b> .....	422
<b>c. Snøregistreringer</b> .....	422
<b>2. TILTAK MOT DRIVSNØEN</b> .....	423
<b>a. Plassering av vegen i terrenget</b> .....	423
<b>b. Valg av normalprofil</b> .....	423
1. <i>Fyllinger</i> .....	423
2. <i>Skjæringer</i> .....	424
<b>c. Snøskjermer og planting av leskog</b> .....	427
<b>C. Snøskred</b> .....	427
<b>1. KLASSIFISERING AV SNØSKRED</b> .....	427
<b>a. Generelt</b> .....	427
<b>b. Løssnøskred</b> .....	429
<b>c. Flakskred</b> .....	429
<b>2. NØDVENDIGE UNDERSØKELSER</b> .....	429
<b>3. SIKRING MOT SNØSKRED</b> .....	430
<b>a. Generelt</b> .....	430
<b>b. Snøskredoverbygg</b> .....	430
1. <i>Dimensjonering</i> .....	430
2. <i>Utforming av overbygget</i> .....	433
<b>c. Ledevoller i skredbanen eller avleiringsområder</b> .....	434
1. <i>Dimensjonering av ledevoller</i> .....	434
2. <i>Plassering og utforming av ledevoller</i> .....	435
<b>d. Bremsforbygninger i avleiringsområdet</b> .....	435
1. <i>Bremsekjegler</i> .....	436



2. Fangdammer.....	436
e. Snøskjermer på lovart side av utløsningsområdet .....	437
1. Bruksområde.....	437
2. Plassering og utforming av skjermene.....	437
f. Støtteforbygninger i utløsningsområdet.....	438
<b>D. Eksempel.....</b>	<b>439</b>
<b>Referanser .....</b>	<b>440</b>

## 12. SNØSIKRING

### A. Problem snøen skaper

De største snøproblemene får man i områder med snøskredfare og i områder med store drivsnømengder. Følgende problemer oppstår for trafikantene og samfunnet:

- fare for trafikantene
- fare for egne arbeidere
- dårlig regularitet på vegnettet
- isolasjon av lokalsamfunn
- store vintervedlikeholdskostnader

Vegene sikres mot snøskred både for å bedre vegens trafikksikkerhet og vegens regularitet. På høystvegene er det kombinasjonen snø/vind som skaper de største problemene. Vegens regularitet og trafikantenes sikkerhet er da avhengig av følgende forhold:

#### – Sikt

Sikten på høystveger kan bli så dårlig at det er nødvendig å avvike trafikken med kolonnekjøring eller stenge vegen.

#### – Fare for fastkjøring

Under uvær bygger snøen seg så hurtig opp at vegen ikke er kjørbart kort tid etter at brøytebilen har passert.

#### – Fare for motorstopp

Ved store drivsnømengder kan en få motorstopp på grunn av at luftfilteret tettes med snø eller ved kondens i det elektriske anlegget. En motorstopp under uvær kan lett føre til panikkhandlinger blant trafikantene.

## B. Drivsnø

### 1. REGISTRERING AV KLIMATISKE FORHOLD

#### a. Formålet med klimaregistreringene

Både på hovedplan- og detaljplanstadiet er det nødvendig med klimaundersøkelser ved planlegging av veger i drivsnøområder. Klimaregistreringene brukes for å bedømme følgende forhold:

- vegens forventede regularitet
- gunstigste plassering av vegen med hensyn til sikt- og brøyteforhold
- hvor det er nødvendig med spesielle tiltak (f.eks. overbygg, snøskjermer eller leskogplanting)
- valg av et hensiktsmessig tverrprofil

#### b. Vindregistreringer

Vindmålingene og vurdering av tilgjengelig klimastatistikk skal gi opplysninger om:

- nedbørsførende vindretning i området
- fonndannende vindretning langs planlagt veg
- vindstyrkene langs planlagt veg

#### c. Snøregistreringer

Vindmålingene viser i hvilken grad mulighetene for snøtransport er tilstede. En omhyggelig tolkning av et snøkart kan vise i hvilken grad snøtransport virkelig skjer.

De viktigste informasjonene snøregistreringene skal gi er:

- fonndannende vindretning langs planlagt veg
- naturlig erosjon- og sedimentasjonssoner
- gjennomsnittlige snødybder på stedet og forventede maksimalforhold
- tilstrekkelige opplysninger for å kunne velge et hensiktsmessig tverrprofil, og vurdere nødvendige terrenginngrep der vegen skal krysse fonnområder

- tilstrekkelige opplysninger for å finne fram til egnete steder for plassering av snøskjermer

## 2. TILTAK MOT DRIVSNØEN

### a. Plassering av vegen i terrenget

Under planleggingen av en veg i drivsnøområder ønsker man å skape en veg med små brøyteproblemer og gode siktforhold for trafikantene.

Plasseringen og utformingen av vegen bør tilfredsstillende disse punktene:

- liten fonndannelse på vegen
- liten snøtransport over vegen
- best mulige siktforhold under uvær langs vegen
- eventuelle utforkjøringar bør ikke gi alvorlige ulykker
- rimelige anleggskostnader
- enkelt å vedlikeholde det valgte tverrprofil

### b. Valg av normalprofil

#### 1. Fyllinger

Ved utforming av fyllinger er det nødvendig å ta hensyn til følgende faktorer:

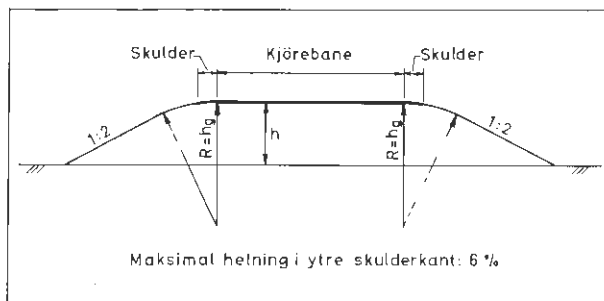
- fyllingshøyde
- helning på fyllingsskråningen
- avrunding av fyllingstoppen
- bruk av rekkverk

I værhardt terreng, områder med mer enn 15 kulingdager pr. vintermåned, bør vegen ligge ca 0,5 m høyere enn snødekket. Minste fyllingshøyde bør vanligvis være 1,5 m.

I områder med 10–15 kulingdager pr. vintermåned er det tilstrekkelig med en fyllingshøyde lik gjennomsnittlig snødybde. Minste fyllingshøyde bør vanligvis være 1,0 m.

## KAPITTEL 12

Både sikt- og brøyteforhold bedres ved å gi fyllingen en strømlinjet utforming. Fyllingene bør utformes med helling 1 : 2, og med avrunding av fyllingstoppen med radius 2 x fyllingshøyden. Avrundingen kan foretas fra kjørebane kant, men helningen ved ytre skulderkant bør ikke overstige 6%, se figur 1.



Figur 1. Anbefalt tverrprofil for fylling.

Rekkverk bør unngås på veger i drivsnøområder. Fyllingsskråningen bør heller slakkes ut i henhold til pkt. IX-2.2 i «Geometrisk utforming» (1) for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet for trafikantene ved eventuell utforkjøring.

Mot vann og på svært høye fyllinger er det nødvendig med rekkverk. Ved bruk av rekkverk må fyllingstoppen få en god avrunding, og man bør bruke smale rekkverk, helst av kabelrekkverktypen.

### 2. Skjæringer

Skjæringene er det mest sårbare punktet ved veger i drivsnøområder. Det er derfor viktig at man legger stort arbeide i utformingen av dem og bruker tilgjengelige klimadata.

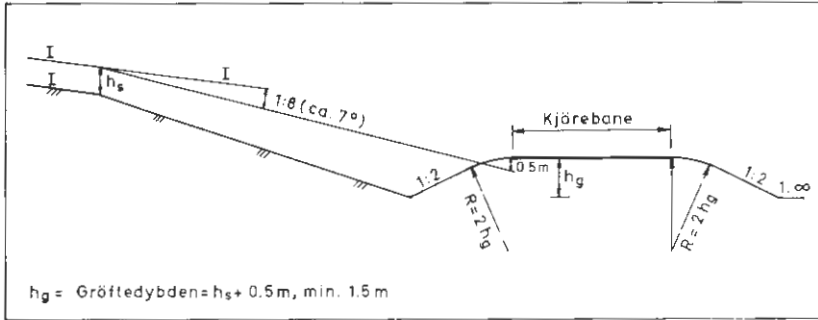
Der det er nødvendig med skjæringer bør massene tas ut slik at det skapes bedre snøforhold for den ferdige vegen. Prinsippet for utforming av skjæringene er å skape et terreng som ikke danner snøfonner i veglinjen og bygge vegen på fylling i det nye terrenget.

Følgende faktorer avgjør valg av skjæringsprofil:

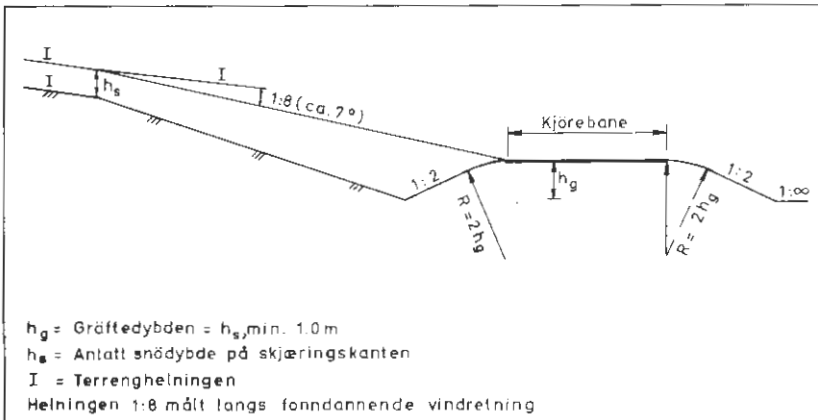
- drivsnømengdene i området
- gjennomsnittlig snødybde

- vindens retning i forhold til vegen
- vindens retning i forhold til terrenghelningen
- skjæringshelningen

Der skjæringskanten ikke ligger i et fonnområde og vinden blåser med terrenghelningen, gjelder følgende regel for skjæringshelningen, se figur 2a.



Figur 2a. Anbefalt tverrprofil for skjæring i områder med kulingfrekvens > 15 dager pr. vintermåned.



Figur 2b. Anbefalt tverrprofil for skjæring i områder med kulingfrekvens 10–15 dager pr. vintermåned.

En kontroll-linje trukket fra snøoverflaten ved skjæringskanten og til 0,5 m under kjørebanelikanten bør danne en vinkel på 1 : 8 med terrengets naturlige helning, målt i vindretningen.

Ved kulingsfrekvens 10–15 dager pr. vintermåned kan kontroll-linjen trekkes mot kjørebanelikanten, se figur 2b. Grøftedybden velges etter de samme regler som for fyllingshøyden, se pkt. b s. 423.

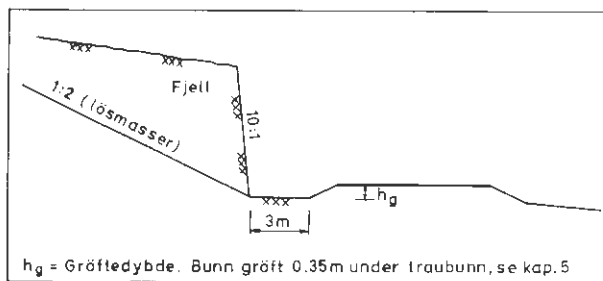
Ligger skjæringskanten i et fonnområde, vil man aldri oppnå tilfredsstillende strømningsforhold over vegen. I slike tilfeller vil det sannsynligvis være riktig å velge en rimelig vegutforming, og basere seg på oppsettning av snøskjermer.

I værharde områder, kulingsfrekvens  $\geq 15$  dager pr. vintermåned, bør alle skjæringene utformes med et åpent profil.

I områder med bedre klima, kulingfrekvens 10–15 dager pr. vintermåned kan man velge rimeligere skjæringsutforminger. Der skjæringshøyden er større enn 3 m og vinden blåser mot terrenghellingen, kan man utforme vegen med en minimum 3 m bred grøft, se figur 3. Hensikten med den store grøftbredden er å skape plass for en langsgående fres, slik at snøen kan fjernes etter hvert uvær.

I lunere terreng, kulingfrekvens  $\leq 10$  dager pr. vintermåned, kan man også bruke utformingen med 3 m bred grøft når vinden blåser mot skjæringsiden og skjæringen er større enn 3 m.

Alle skjæringer i drivsnøområder bør utformes som ensidige skjæringer. Eventuelle gjennomskjæringer bør slakes ut horisontalt fra grøftebunnen på en av skjæringsssidene.



Figur 3. Anbefalt tverrprofil for skjæringer med bred grøft.

### c. Snøskjermer og planting av leskog

Snøskjermer og planting av leskog brukes for å endre vind- og snøakkumuleringsforholdene over veggen og på vegens vindside. De mest aktuelle stedene for slike tiltak er der:

- veggen har fått en uheldig utforming og plassering i terrenget over en kort strekning
- terrengforholdene gjør det økonomisk urealistisk å bygge opp veggen med et strømningsmessig riktig profil
- siktforholdene langs veggen er svært dårlige, og en kan bedre vegens regularitet ved oppsetting av snøskjermer og planting av leskog

Plassering og utforming av snøskjermer og planting av leskog er inngående behandlet i «Retningslinjer for vintervedlikehold» (2).

## C. Snøskred

### 1. KLASSIFISERING AV SNØSKRED

#### a. Generelt

Et skredområde består av 3 soner, utløsningsområdet, skredbanen og avleiringsområdet, se figur 4 s. 428.

Skred klassifiseres etter utløsningstype, bevegelsesmåte, glideplan og snøtype. Vanligvis inndeles skredene i 2 hovedtyper, flakskred og løssnøskred.

Skredets hastighet avhenger av hvor mye snø som er i bevegelse, snøens fuktighet, skredets fallhøyde og skredbanens helning og form. Våte snømasser beveger seg langs bakken og oppnår vanligvis hastigheter mellom 10 og 30 m/s. Tørre snømasser vil bare delvis følge bakken og oppnår større hastigheter, 20–60 m/s.

I spesielle tilfeller vil snøen bevege seg som en suspensjonsstrøm. Hastigheten i slike skred kan bli opptil 100 m/s, og i fronten av skredet kan det oppstå trykkløper med trykk på 1000 kN/m<sup>2</sup>.



<p>Utløsingstype</p>			
<p>Bevegelse</p>	<p>Luft</p>	<p>Bakke</p>	<p>Blandet</p>
<p>Glideplan</p>	<p>I snøen</p>		<p>Langs bakken</p>
<p>Vanninnhold</p>	<p>Tørr</p>	<p>Fuktig</p>	<p>Vått</p>

Figur 4. Klassifisering av snøskred (4).

## b. Løssnøskred

Løssnøskred har en punktformet utløsning og brer seg svakt kileformet ut i skredbanen. Skredbanen får dermed en pæreform, som vist i figur 4.

Løssnøskred utløses ofte i overflaten av snødekket og alltid i løse snøtyper med liten kohesjon mellom snøkrystallene. De etterlater seg gjerne en ujevn snøoverflate.

Om våren kan snødekket være helt gjennombløtt, og da går løssnøskredene ofte helt ned til grunnen og fører med seg jord og stein.

Løssnøskred går vanligvis under eller like etter et snøfall eller når fastheten i eldre snø er redusert fordi regn eller smeltevann har oppløst isbruene mellom snøkornene.

## c. Flakskred

Flakskred utløses bare når snøen har så stor fasthet at den glir ut i flak. Det dannes en markert og gjerne en takket bruddkant langs utløsningssområdets øvre begrensnig. Glideflaten er vanligvis klart definert etter et plan som enten følger et svakt sjikt i snødekket eller bakken. Avhengig av snøens kohesjon, skredbanens form og lengde deler snøflakene seg etter hvert opp i mindre stykker eller pulversnø.

Flakskredene er vanligvis større og farligere enn løssnøskredene. Bruddkanten kan ha en lengde på opp til flere hundre meter og være flere meter høy.

Bruddet skjer vanligvis der snødekket har strekkspenninger, eksempelvis i konvekse deler av fjellsiden eller bak store steiner. Flakskredene består ofte av vindpakket snø eller av snø som på grunn av metamorfosen er blitt hard eller fast. Glidesjiktet er gjerne meget tynt og består ofte av oppløste skarelag eller nedsnødde rimlag med liten fasthet.

## 2. NØDVENDIGE UNDERSØKELSER

For planlegging av sikringstiltak er det nødvendig å kartlegge følgende forhold:

- skredhyppighet

## KAPITTEL 12

- veglengde som blir sperret av skred
- klimatiske faktorer som er årsak til skredutløsning
- snøskredhybden på vegen
- skredets bevegelsesmåte
- utløsningsområdets utstrekning
- snøtype i skredet

### 3. SIKRING MOT SNØSKRED

#### a. Generelt

Valg av sikringssystem vil avhenge av en rekke faktorer. De viktigste er:

- vurdering av nødvendig sikkerhet og regularitet for vegen
- vurdering av hvordan skredfaren bygger seg opp i utløsningsområdet
- vegens plassering i skredbanen eller avleiringssonen
- tidspunktet for når skred opptrer og hva slags type skred som oftest forekommer
- vurdering av om sikringen av vegen kan kombineres med sikring av andre områder (jernbane, hus, skiløype o.l.)

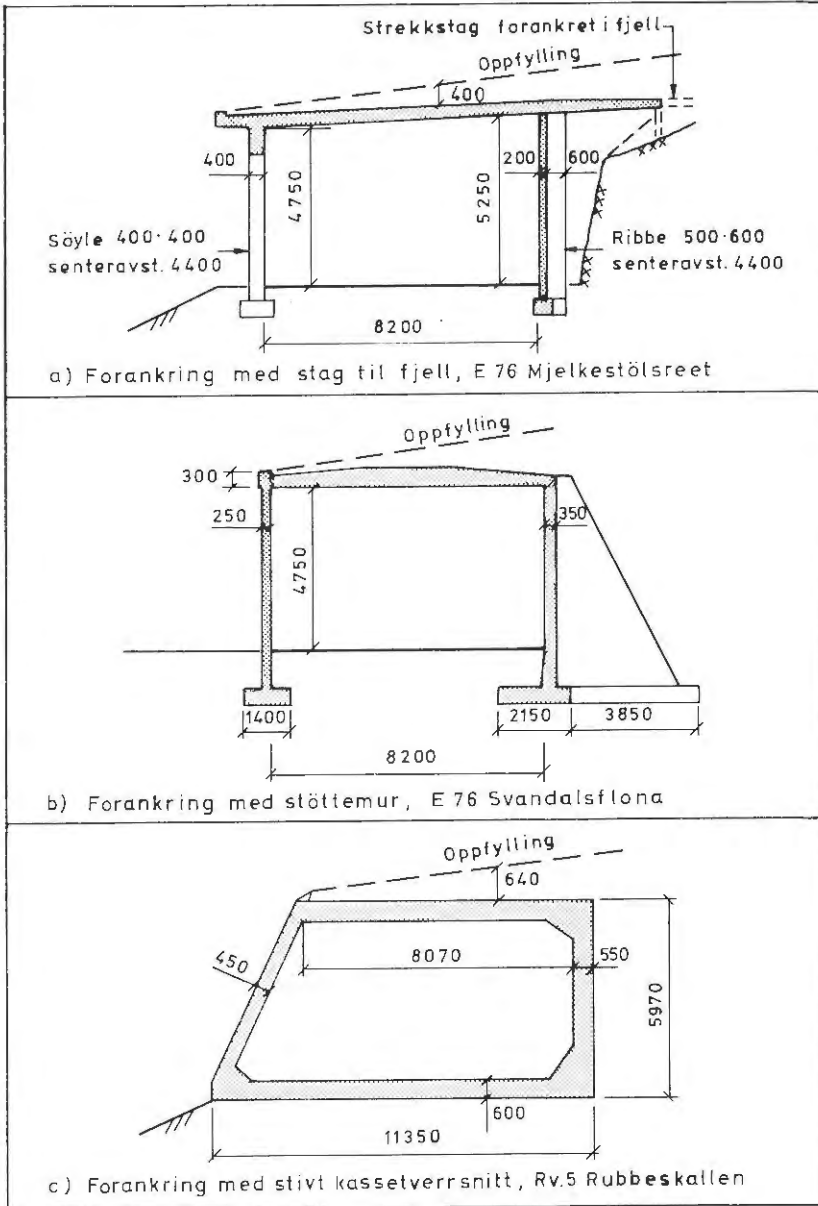
Sikring av veger mot snøskred kan foretas ved hjelp av fysiske sikringstiltak, omlegging av vegen til snøskredsikre arealer, eller ved kunstig utløsning av skredene ved hjelp av sprengstoff. I dette kapitlet behandler man bare de rent fysiske sikringstiltak som kan være mest aktuelle.

#### b. Snøskredoverbygg

Snøskredoverbygg er den sikringsmetoden som gir best sikkerhet mot snøskred. Snøskredoverbygg er dyre konstruksjoner og må bare bygges der snøskredhyppigheten er stor og hvor andre sikringstiltak ikke er aktuelle.

##### 1. Dimensjonering

- Fundamenteringsmetoder



Figur 5. Forankringsmetoder for snøskredoverbygg. Eksempler.

Kostnadene for overbygget er avhengig av fundamenteringsforholdene og hvordan de horisontale friksjonskreftene mellom skredet og taket av skredoverbygget tas opp. Man har 3 forskjellige fundamenteringsmetoder, se også figur 5.

- stagforankring til fjell
- bygging av vertikal støttemur
- utforme overbygget med et stivt kassetverrsnitt

Stagforankring til fjell er den rimeligste løsningen og bør brukes der dette er mulig.

Bygging av vertikal støttemur er den vanligste fundamenteringsmetoden i løsmasser. Ved denne metoden opptas alle horisontale krefter i støttemuren, mens den ytre veggen bare dimensjoneres for vertikale krefter.

Ved bygging av overbygg i ur med dårlig stabilitet bør en unngå å ta ut store masser for å få plass til støttemuren. I slike tilfeller kan det være aktuelt å konstruere overbygget med et stivt kassetverrsnitt.

#### – Beregning av dimensjonerende krefter

Belastningene på overbygget beregnes på grunnlag av skredets størrelse, hastighet og utformingen av overgangen mellom terrenget og skredoverbygget.

Detaljerte beregningsregler finnes i referansene (3,5).

Dimensjonerende belastninger vil vanligvis ligge innenfor disse grensene.

Vertikalt snøtrykk snølast på taket:	20–60 kN/m <sup>2</sup>
Horisontalt friksjonstrykk:	7–20 kN/m <sup>2</sup>

Det er nødvendig å få en jevn overgang mellom terrenget og indre kant av taket på skredoverbygget for å eliminere virkningen av horisontale støtkrefter mot bakveggen.

I de tilfellene man venter stein i skredet bør det legges en gruspute på taket av overbygget.

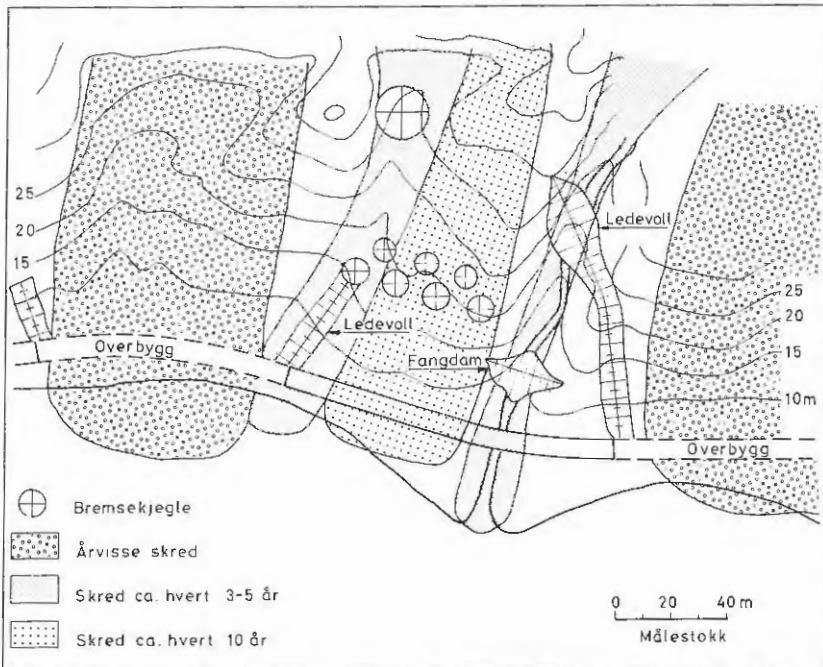
## 2. Utforming av overbygget

Av hensyn til lysforholdene for trafikantene, er det ønskelig å utforme overbyggets utside med søyler framfor hel vegg. Denne løsningen kan bare velges der det ikke er fare for at skredsnøen kan samle seg utenfor overbygget og derfra trenge seg inn.

Veggen på overbyggets terrengside må dreneres for å hindre vanntrykk mot veggen.

Der man ikke bruker drenerende masser til tilbakefylling, er det nødvendig å isolere bakveggen mot frostinntrengning. Med hensyn til drenering og beregning av isolasjonsbehovet, henvises til kapittel 2 s. 31.

Det er nødvendig å utforme overbygget slik at endene av overbygget ikke blir sperret av snø. Dette gjøres ved å bygge ledevoller fra taket og inn mot terrenget, se figur 6.



Figur 6. Eksempel på kombinasjon av forskjellige sikringstiltak.

I skredområder hvor det oftest opptrer skred med tørr snø bør ledevollene stå parallelt med skredets retning.

Der man forventer skred med faste snømasser, er det mulig å redusere bredden av skredet ved hjelp av ledevoller. Vinkelen mellom skredet og ledevollens retning bør ikke overstige 30 °.

Med hensyn til dimensjonering og utforming av ledevollene vises til avsnittet nedenfor.

### c. Ledevoller i skredbanen eller avleiringsområdet

Ledevoller bygges i skredbanen eller i skredets avleiringszone for å endre skredets retning eller for å hindre at skredet brer seg ut til sidene.

#### 1. Dimensjonering av ledevoller

Nødvendig høyde av ledevollen avhenger av snødybden i området, snødybden i skredet, hastigheten på skredet og vinkelen mellom skredets og ledevollens retning.

Høyden på ledevollen bestemmes av følgende ligning:

$$h_e \geq \frac{v^2}{2g} + h_{\text{skred}} + h_s, \text{ m}$$

$h_e$  = Nødvendig høyde på ledevollen, m

$v$  = Skredets hastighetskomponent normalt på ledevollen, m/s

$h_{\text{skred}}$  = Snødybden i skredet, m

$h_s$  = Snødybden i området før skredet utløses, m

Horisontalt trykk mot ledevollen kan beregnes etter følgende formler:

$$\text{Tørrsnøskred: } p_h = \frac{1}{2} \rho v^2, \text{ N/m}^2$$

Våtsnøskred:  $p_h = \rho v^2$ , N/m<sup>2</sup>

$p_h$  = Horisontalt trykk mot ledevollen, N/m<sup>2</sup>

$\rho$  = Densitet i skredet før det treffer ledevollen, kg/m<sup>3</sup>

Vanligvis vil horisontaltrykket variere mellom 5 og 30 kN/m<sup>2</sup>.

## 2. Plassering og utforming av ledevoller

Ledevoller er mest aktuelt for å hindre skredet å ta en ugunstig retning og for å lede skredmassene i et sikkert skredløp, f.eks. mot taket av et skredoverbygg eller tunnel, se figur 6 s. 433.

Der små skred følger markerte bekkefar, er det også mulig å gradvis endre retningen av skredet slik at avleiringssonen blir parallell med vegen. En forutsetning for at en slik løsning skal være effektiv er at høyden på ledevollen er større enn ligning 1 angir.

Ledevoller er best egnet der terrenget har helling ca 10–25°, og mot faste snømasser som beveger seg langs bakken. I slike tilfeller er det mulig å endre skredets retning inntil 30° med en rettlinjete ledevoll.

I skredets avleiringszone er det nødvendig å ta hensyn til oppstuvningseffekter ved vurdering av nødvendig høyde. En skal derfor være forsiktig med å bruke ledevoller i avleiringssonen, men i slike tilfeller heller vurdere bruk av bremseforbygninger.

### d. Bremseforbygninger i avleiringsområdet

Av bremseforbygninger er det 2 typer, bremsekjegler og fangdammer. Bremsekjeglene bygges for å redusere hastigheten på skredet og redusere lengden på avleiringssonen. Fangdammer bygges for å stanse skredet i et bestemt område. I noen tilfeller kan det bli aktuelt å sikre et område ved å kombinere bremsekjegler og fangdam.



### 1. *Bremsekjeglere*

#### – Bruksområde

Bremsekjeglere settes opp i skredets avleiringsone. Hensikten med kjeglene er å øke friksjonen langs bakken ved å lage en ru terrengoverflate og øke den indre friksjonen i skredsnøen ved å skape en øket turbulens i skredmassene.

Bremsekjeglere er mest effektive i terreng med helning slakere enn ca 15° og hvor skredmassene består av tung snø som beveger seg langs bakken.

#### – Plassering og utforming av bremsekjeglere

Bremsekjeglere bør plasseres i et sjakkbrettmønster i minst 2 rader. Kjeglere bør plasseres så nær hverandre som mulig.

Effektiviteten av kjeglere avhenger av deres høyde over snødekket og avstanden mellom hver kjegle. Høyden på kjeglere bør være mellom 4–7 m.

Kjeglere bygges opp av løsmasser med helning 1 : 1½. De bør erosjonssikres ved tilsåing umiddelbart etter byggingen. Eventuelle bekkeløp mellom kjeglere må erosjonssikres.

### 2. *Fangdammer*

Fangdammer bygges opp for å stanse skredet langs en bestemt linje. Fangdammene bygges på tvers av skredets retning.

Høyden på fangdammen må tilfredsstillende likningen på s. 434.

Ved store skredhastigheter er det nødvendig med svært høye fangdammer. De er derfor bare aktuelle i ytre del av avleiringsområdet og der skredmassene består av tunge snømasser som beveger seg sakte langs bakken.

Av og til kan det være lønnsomt å kombinere bremsekjeglere og fangdam, slik at bremsekjeglere reduserer skredets hastighet og fangdammen sikrer at skredet stanses i et bestemt område.

### e. Snøskjermer på lovart side av utløsningsområdet

I noen tilfeller er det mulig å redusere snømengdene i fjellsiden og derved skredfaren ved å sette opp snøskjermer på vindsiden av et skreds utløsningsområde. Skjermenes effektivitet avhenger av topografien og hvordan snøen transporteres til skredets utløsningsområde.

#### 1. Bruksområde

Snø som samler seg i en fjellside kan bli tilført på 3 forskjellige måter:

- snøfall i rolig vær
- snøfall ved samtidig sterk vind,  $> 8$  m/s
- drivsnø som transporteres med vinden fram til fjellsiden

Snøskjermer er bare effektive mot snø som driver langs bakken. God effekt av skjermene kan en bare vente der følgende betingelser er oppfylt, se også figur 7.

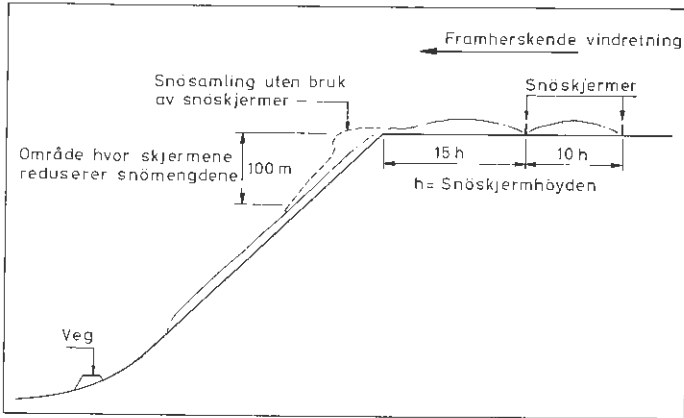
- skredets utløsningsområde må være en leside i forhold til de farligste vindretningene
- en vesentlig del av snøen i skredets utløsningsområde må være transportert langs bakken
- på vindsiden av skredområdet bør det være et stort platå for å kunne samle snøen på et skredsikkert område
- det bør ikke være større høydeforskjell enn ca 100 m mellom skredets utløsningsområde og første skjermrekke, fordi dette er den maksimale utstrekning av skjermenes lesone

#### 2. Plassering og utforming av skjermene

Snøskjermer er utsatt for snøens sigekrefter om våren. Skjermene bør derfor ikke settes opp i terreng med helling  $\geq 10^\circ$ .

Terreng som egner seg for skjerming må kunne skjermes i hele utløsningsområdets utstrekning.

I de fleste tilfellene vil det være tilstrekkelig med 2 eller 3 parallelle skjermrader.



Figur 7. Eksempel på konstruksjon av skjæring i drivsnøområder.

Spesiell oppmerksomhet må vises daler som ligger parallelt med fonndannende vindretning. Disse kan føre store snømengder fram til utløsningsområdet og dalene er svært vanskelig å skjerme. I slike daler kan det bli aktuelt med inntil 5 skjermrader.

Skjermhøyden,  $h$ , bør ikke overstige 4,5–5 m.

Skjermene settes opp normalt på fonndannende vindretning. Avstanden mellom skredets utløsningsområde og første skjermrad bør være ca  $15 \times h$ , og avstanden mellom de neste radene ca  $10 \times h$ .

Med hensyn til dimensjonering og utforming av snøskjermene henvises til «Retningslinjer for vintervedlikehold» (2).

#### f. Støtteforbygninger i utløsningsområdet

Det er mulig å stabilisere snødekket i utløsningsområdet ved hjelp av støtteforbygninger. Forbygningene må være høyere enn snødekket og dimensjoneres for å motstå snøens sigekrefter.

Forbygninger er dyre konstruksjoner, og i de aller fleste tilfellene blir de vesentlig dyrere enn skredoverbygg. De er derfor sjelden aktuelle for sikring av veg mot snøskred.

## D. Eksempel

### Oppgave: Utforming av skjæring i et drivsnøområde.

#### Forutsetninger:

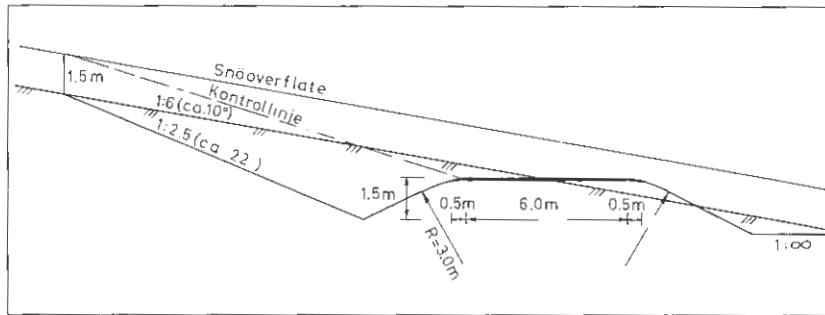
Vind: Mellom 10 og 15 kulingdager pr. vintermåned. Fonndannende vindretning med terrenghelningen og normalt på veggen.

Gjennomsnittlig snødybde: 1,5 m

Terrenghelning: 1 : 6 (ca  $10^\circ$ )

Vegklasse: IId

Høyde på vegen: Senterlinje veg i høyde med terrenget.



Figur 8. Eksempel på konstruksjon av skjæring i drivsnøområder.

#### Løsning:

Grøftedybde: 1,5 m.

Avrundingsradius: 3,0 m.

Kontrollinjens helling:  $10^\circ + 7^\circ = 17^\circ$

Konstruksjon: Se figur

Se fig side	
2 b	425
2 b	—
2 b	—
2 b	—
8	439

- Tverrprofil av terreng og vegkroppen konstrueres.
- På vegens fyllingsside tas terrenget ut horisontalt fra grøftebunnen.
- Snøoverflaten før terrenginngrepet tegnes inn med en linje 1,5 m over terrengoverflaten.
- Kontrollinjen, med helling  $17^\circ$ , trekkes opp. Denne skal gå gjennom kjørebane-kanten på terrengsiden.

## Referanser

1. *Statens vegvesen*. (1978). Geometrisk utforming. Vegdirektoratet, Håndbok – 017, Oslo
2. *Statens vegvesen*. (1975). Retningslinjer for vintervedlikehold
3. *Norem, H. m. fl.* (1975). Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, Meddelelse nr. 49, Oslo
4. *Norges geotekniske institutt*. (1976). Om snø og snøskred 58302–1, Oslo.
5. *Norem, H.* (1975). Dynamiske krefter på skredoverbygg. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, Intern rapport nr 627, Oslo

# Kapittel 13

## VINTERBYGGING

<b>A. Vinterforhold</b> .....	443
1. TEMPERATUR.....	443
2. NEDBØR.....	443
3. ARBEIDSMILJØ.....	444
<b>B. Maskiner og utstyr</b> .....	445
<b>C. Planlegging og tilrigging</b> .....	446
1. PLANLEGGING.....	446
2. TILRIGGING.....	446
<b>D. Vinterarbeidsoppgaver</b> .....	447
1. INNLEDNING.....	447
2. JORDARBEIDER.....	447
a. Setninger.....	447
b. Arbeidsopplegg.....	448
c. Fordeler av tele.....	449
3. FJELLSPRENGNING.....	449
4. GRAVING AV GRØFTER.....	450
5. OVERBYGNING.....	450
6. BETONGARBEIDER.....	451
a. Generelt.....	451
b. Varm betong.....	451
c. Rapidsement.....	451
d. vann/sement-forholdet.....	453
e. Tilsetningsstoffer.....	453
f. Frysing/ting.....	454
g. Uttørking.....	455
h. Tildekking, isolasjon.....	456
i. Fjerning av snø og is.....	456

j. Fordeler med vinterstøp.....	457
k. Betongelementer.....	457
7. STÅL.....	457
8. SPESIELLE ARBEIDER.....	458
E. Oppsummering.....	458
Referanser.....	459

# 13. VINTERBYGGING

## A. Vinterforhold

Kapitlet inneholder oversikt over anleggsarbeider som kan utføres om vinteren og hvilke tiltak som må settes i verk for å oppnå tilfredsstillende løsninger. Vinterarbeidsoppgavene kan ikke betraktes isolert, men må vurderes samlet i forhold til det totale driftsopplegg. Ofte må enkelte anlegg bære økte kostnader for å oppnå reduserte omkostninger i den samlede drift.

### 1. TEMPERATUR

Vinter defineres som den del av året hvor døgnetts middeltemperatur underskrides 0°C. Topografiske forhold medfører at temperaturen kan variere meget innenfor et lite område, f.eks. kuldeelver og kuldehull i terrenget.

Temperaturen har innvirkning på bl.a. arbeidsmiljø, maskiner og utrustning samt betongherding.

### 2. NEDBØR

Væromslag fra frost til regn gir normalt isdannelse på armering, forskaling, stillas, gangsti og vegbane.

Snø isolerer godt og kan hindre nedtrengning av tele og frysing av ledninger. Dersom snøen komprimeres tapes mye av isolasjonsevnen.

Normalt vil imidlertid snø og snøfall redusere produksjonen. Snørydding er dessuten en meget arbeidskrevende operasjon. Videre er det fare for at snø og is kan bygges inn i konstruksjonen og gi utilfredsstillende tekniske løsninger.

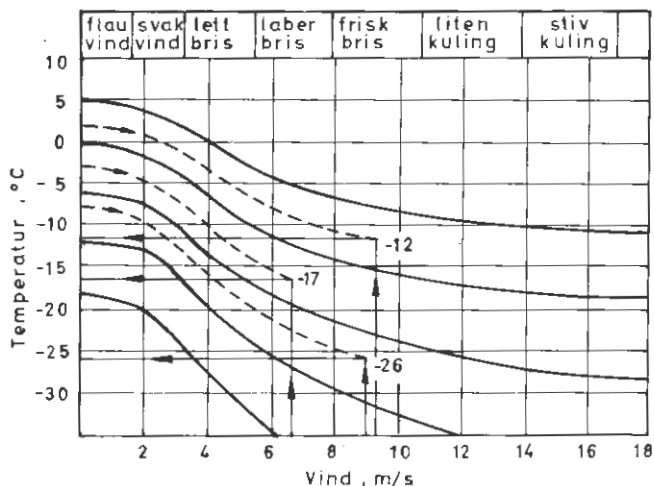
Gravemaskiner og kjøretøyer kan få redusert kapasitet i snø og snøvær.



## 3. ARBEIDSMILJØ

Arbeidsmiljølovens målsetting er å sikre et arbeidsmiljø som gir arbeidstakerne full trygghet mot fysiske og psykiske skadevirkninger.

Kuldepåkjenningen øker med vindhastighet. Dette kommer av at varmetapet fra huden øker sterkt med økende vind. Resultatet av samspillet mellom temperatur og vind kan kalles for «effektiv temperatur», se figur 1.

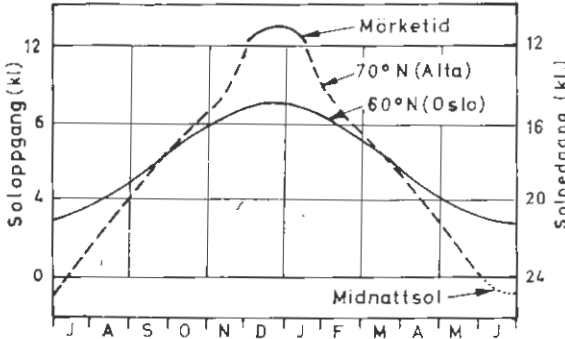


Figur 1. Bestemmelse av «effektiv temperatur».

Mennesket aklimatiserer seg til kulde. Generelle anvisninger for akseptable temperatur- og vindforhold er det derfor ikke mulig å angi.

Lysforholdene spiller en vesentlig rolle i vinterdriften. Figur 2 viser soloppgang og solnedgang ved 60°N og 70°N i løpet av året. Dagens lengde ved andre breddegrader kan man finne tilnærmet ved å legge inn kurver i forhold til de som er vist i figuren.

God belysning på arbeidsplassen er av avgjørende betydning for effektiviteten og sikkerheten, se (1, 2).



Figur 2. Soloppgang og solnedgang som funksjon av årstid og breddegrad.

## B. Maskiner og utstyr

Vinterforhold reduserer normalt driftssikkerheten for maskiner og utstyr. I instruksjonsbøkene finnes beskrivelse av hvilke problemer som kan forventes og hvilke forholdsregler som bør tas.

Noen av de vanligste vinterproblemer:

- *kondens i brennstoffet*, reduseres ved tilsetning av kondensfjerner og ved at brennstoftanken holdes oppfylt.
- *brennstoffet stivner*, bøtes på ved å sette til fortyner, f.eks. parafin.
- *smørolje og hydraulikkolje stivner*, valg av olje er temperaturavhengig.
- *batterikapasiteten reduseres*, batteriet bør holdes godt oppladet. Bruk av motorvarmer, startvogn eller startkabler
- *frysing av kjølevæsken*, nøyaktig oppfølging av tilsetningsstoffer
- *kondens og frysing i trykkluftutstyr*, kompressorstasjon og rørgate bygges slik at mest mulig av kondensvannet skiller ut. Rørledning må falle mot vannutskillerne. Trykkluften tilsettes antifrostmidler.

Startproblemer på arbeidsmaskiner kan reduseres ved tildekking (garasje).

## C. Planlegging og tilrigging

### 1. PLANLEGGING

Trygge arbeidsplasser og rasjonell utnyttelse av maskiner og utstyr krever at man i langtidsplanarbeidet vurderer muligheten for vinterarbeid.

Systematisk planlegging av anleggsarbeidet bør utføres for å kunne redusere virkningen av alle de usikre forhold som kan og vil oppstå i en byggeperiode.

Ved arbeider som strekker seg over flere år må man, om mulig, sørge for å øremerke egnede vinterarbeidsoppgaver, se figur 10 s. 459. Konsentrert vinterarbeidsdrift vil medføre reduserte utgifter til de nødvendige foranstaltninger som kreves, oppvarming, tining, snørydding, isolering, belysning osv.

### 2. TILRIGGING

Vinterdrift stiller spesielle krav til tilrigging på anlegget. Lokalisering av riggeområde bør foregå i barmarkstid, men gjerne også vinteren i forvegen. Adkomst- og transportveger bør planlegges og merkes med tanke på stigning, grunnforhold, snørydding osv.

Plassering av boligbrakker, kontor, lager, verksted osv. vil ofte kreve lokalkjennskap for bl.a. å kunne vurdere vind- og snøforhold samt ras- og flomfare.

Anlegg med større maskinell drift vil ha behov for oppvarmet garasje/verksted.

Transportable kontor- og boligbrakker som vanligvis benyttes, er i dag bygget for normale vinterforhold og basert på elektrisk oppvarming. Det elektriske opplegg i brakkeleiren må derfor dimensjoneres etter vinterbehovet. Materiell og utstyr bør lagres under tak hvis man skal unngå møysommelig fjerning av snø og is når det skal brukes.

## D. Vinterarbeidsoppgaver

### 1. INNLEDNING

Ved vegbygging om vinteren er det viktig å påse at arbeidet utføres slik at konstruksjonene til tross for frost og snø oppnår tilfredstillende kvalitet.

I noen tilfelle må man også være villig til å akseptere dårligere kvalitet ved bygging om vinteren eller å velge en konstruksjon som kan bygges om vinteren selv om den er dyrere.

Helårsdrift gir bedre utnyttelse av maskinpark og ressurser, gunstigere markedspriser, muligheter til stabil sysselsetting av arbeidsstokk og kortere byggetid.

### 2. JORDARBEIDER

#### a. Setninger

Ved vinterdrift kan man oppnå et teknisk og økonomisk akseptabelt resultat også for grave- og fyllingsarbeider.

Imidlertid kan oppbygging av jordfyllinger i den kalde årstid føre til store og ujevne setninger, i verste fall utglidning. Ettersetningene i en vegfylling vil avhenge av:

- hva slags grunn det er under fyllingen/fundamentet
- hvilke materialer som brukes
- hvordan fyllingen bygges opp

Svak undergrunn vil ofte medføre senere setninger hvis man ikke foretar forsterkninger eller utskifting.

Til jordfyllinger som bygges opp om vinteren foretrekkes masser med lite finstoff- og vanninnhold.

Telefarlige masser lar seg vanskelig komprimere hvis de fryser. Dessuten gir sammenblandinger med snø og is telefarlige masser mulighet til å oppta vann. Ved optining vil en slik vannanrikning av massene føre til oppbløting av fyllingen som i verste fall kan gli ut.

For å hindre unødig tele må man utover høsten unngå kjøring på masser som skal graves ut på vinterstid. Masseflytting av jord om vinteren bør konsentreres om de største skjæringene. Skjæringer bør få behol-

de sitt vegetasjonsdekke og eventuelle snødekke lengst mulig. I visse tilfeller kan det være aktuelt å dekke bakken med snø, isolasjonsmatter, halm etc.

Det er vanskelig å beregne både størrelsen og varighet på ettersetningene i en jordfylling som er lagt ut om vinteren. Dette vil avhenge av en rekke faktorer som massens egenskaper, fyllingshøyde, komprimering, temperatur osv.

Jordfyllinger i et par meters høyde vil normalt tine opp i løpet av den påfølgende sommer. Større vinterfyllinger krever ofte 2–3 sommersesonger før de største setningene er over, spesielt gjelder dette jordmasser med lagvis innebygde frosne sjikt.

## **b. Arbeidsopplegg**

Opplasting av jordmasser foregår gjerne med gravemaskin. Dagens kraftige gravemaskiner vil ikke ha nevneverdige problemer med eventuell teleskorpe i skjæringstoppen. Ved å plassere maskinen nede i skjæringen forhindrer man at isolasjonsdekket (vegetasjon og snø) ødelegges av trafikk (gravemaskin og transportkjøretøy), og telen får redusert nedtrengning. Nedbryting av telelaget kan og skje med f.eks. doser m/ripper, teledrekker, boring og sprengning.

Et arbeidsopplegg der avdekking av skjæringsmassene (ev. sidetak) skjer i begynnelsen av uken, mens uttaket avsluttes med eventuell tildekking i slutten av uken vil ofte være å foretrekke.

Vinterfyllinger får dårligere komprimering og derved større setninger desto kaldere og fuktigere fyllmassen er. Opplasting, transport og utlegging av massen bør foregå så raskt som mulig (skiftkjøring) for å beholde den naturlige jordvarme. Oppvarmet lastekasse på transportkjøretøyene hindrer fastfrysing av masser og reduserer samtidig varmetapet i massen. Teleklumper skal sorteres ut og enten plasseres i ytterkant av fyllingen eller helst lagres i depot. Tining i fylling fører til lokale setninger.

Lagvis utlegging med etterfølgende komprimering av de enkelte lag, gir normalt minst fare for utglidning, se pkt. G s. 94.

Normalt vil man som følge av dårligere komprimeringsforhold redusere lagtykkelsen om vinteren. På den annen side vil økt lagtykkelse medføre et mindre varmetap i massen før den er komprimert.

Utlegging av massene bør skje med doser eller høvel. Maskinvalget er imidlertid avhengig av andre arbeidsoppgaver på anlegget.

Det er viktig at snø og is fjernes fra fyllingen før nytt lag legges ut.

Til komprimeringen brukes vals, gjerne av en tyngre type for om mulig å redusere antall overfarer. Den vil samtidig kunne bryte ned mindre teleklumper. Driftsstans på maskiner vil føre til store problemer og forringet kvalitet på arbeidet. Det er derfor ønskelig med reservemateriell.

### c. Fordeler av tele

Bløte masser, som myr og bløt leire, kan med fordel graves ut vinterstid når telen gir marken økt bæreevne og dermed fremkommelighet for tunge maskiner.

Ved bygging av støttemurer, brufundamenter o.l. i f.eks. silt og leire, kan frysing av massen i veggen etterhvert som utgravningen foregår, være eneste mulighet til å få arbeidet utført.

## 3. FJELLSPRENGNING

I store deler av landet har sprenging av fjell vært dominerende vinterbeskjeftigelse både for faste anleggsarbeidere og arbeidere inntatt i ekstraordinær sysselsetting.

Dette har medført at overgangen til nye arbeidskraftbesparende metoder, har gått langsommere enn teknisk nødvendig. Etterhvert har imidlertid fjelluttak med borvogner og borrhigger overtatt.

Fjellarbeid vinterstid bør være forberedt slik at avdekking av overliggende løsmasser eventuelt kan skje i barmarksperioden.

Vannrikt fjell kan gi vanskeligheter med is i borhullene. Dette problemet kan reduseres ved bruk av salt etc. i borhullene. Arbeidsrutinen bør legges opp slik at ladning og sprenging skjer mot slutten av hvert skift.

Tunnelsprengning er godt egnet som vinterarbeid.

Undersøkelser (3) viser at kostnadene ved vintersprengning øker betydelig i forhold til sommerdrift.

#### 4. GRAVING AV GRØFTER

For å lette gravearbeidet om vinteren er det ofte aktuelt å begrense frostsorpens tykkelse. Dette kan gjøres ved å legge et isolasjonsdekke ut på jorden langs gravetraceen. Isolasjonsdekket legges helst ut før frostsesongen starter. Noen dager med frost senhøstes er ikke kritisk, men lengre barfrostperioder bør unngås.

Midlertidig frostsikkring av grøft er beskrevet på s. 55 til 57.

Det er viktig at man ikke fjerner mer av isolasjonen enn det gravingen krever. Gravefronten må frostsikres ved arbeidsdagens slutt. Grøften kan evt. lukkes ved at lemmer legges over grøften med isolasjonsmaterialer over. Det er også mulig å blåse inn varm luft i grøften under isolasjonslaget. Ved mangelfull isolering kan frosten skade eventuelle rør i grøften.

For å unngå skadelige setninger må grøfter i veg tilbakefylles og evt. isoleres som vist i figur 16 s. 52.

Ved graving i allerede frosset mark kan overflaten tildekket med isolasjon for slik å minske tykkelsen på telelaget. De frosne massene i grøftetraceen kan også tines ved varmesystemer basert på oljefyrte eller elektriske varmluftaggregater.

#### 5. OVERBYGNING

Om vinteren er det mulig å bygge opp forsterknings- og bærelag med grove, telefrie materialer som tilnærmet vil kunne komprimeres med de nødvendige toleranser. Forutsetningen er da at planeringen er utført før frosten.

Filterlag av sand (sams masse) må helst legges ut og komprimeres om sommeren. Fiberduk kan også brukes om vinteren på telefarlige masser i traubunnen.

Utlegging av forsterkningslag og bærelag må skje lagvis, se pkt. C s. 111. Snø og is skal fjernes før hvert lag legges ut. Til komprimering bør benyttes tungt vibrerende utstyr for å oppnå størst mulig pakningsgrad i kulden. Dog må komprimeringen ikke føre til nedknusing av materialene. Ved særlig sterk kulde og kraftige snøfall må arbeidet midlertidig innstilles. Komprimeringsresultatet er avhengig av en god oppfølging. Når overbygningen er utført om vinteren kan det være aktuelt å legge et

midlertidig vegdekke.

Bituminøse vegdekker egner seg ikke å legge om vinteren.

## 6. BETONGARBEIDER

### a. Generelt

Ved betongarbeider har utvikling av nye materialer og metoder gjort det mulig å oppnå et like godt resultat om vinteren som om sommeren. Vilkår og krav for å utføre betongarbeider under vinterforhold er gitt i NS 3474 – 6.5 (4).

Om vinteren vil det være av vesentlig betydning at betongen snarest mulig oppnår en tilfredstillende fasthet. Det må sørges for gode herdingsbetingelser og nøyaktig temperaturoppfølging for konstruksjonen før den utsettes for frost. For å unngå at betongen avkjøles for mye må det tas vare på den varmemengden betongen avgir ved herding.

Herdingsvarmen vil variere med tiden og avhenger av bl.a. temperaturen i betongen, sementtype, sementmengde osv. For den ferdige betongkonstruksjonen vil spesielt de første døgn etter utstøping være kritiske og tildekking (isolering) og eventuell oppvarming må vurderes. Fasthetsutviklingen i betongen avhenger av temperaturen, idet herdingen skjer raskere ved stigende betongtemperatur.

### b. Varm betong

Ved lufttemperaturer ned til 0° C vil man vanligvis kunne oppna en tilfredstillende temperatur i blandingen ved å varme opp vannet, se figur 3.

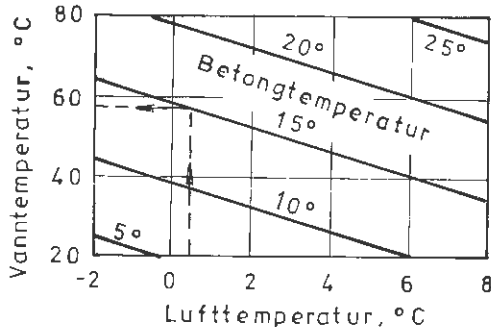
Vann over 70°C vil føre til akselerering av den kjemiske reaksjon og gjøre blandingen for stiv.

Sand og pukk må ikke inneholde tele, snø eller is når de blandes, idet dette vil føre til dårligere betongkvalitet.

### c. Rapidsement

Ofte benyttes rapidsement til vinterstøp istedenfor vanlig standardsement. I en betong med rapidsement, vil temperaturen i de første 12 timer





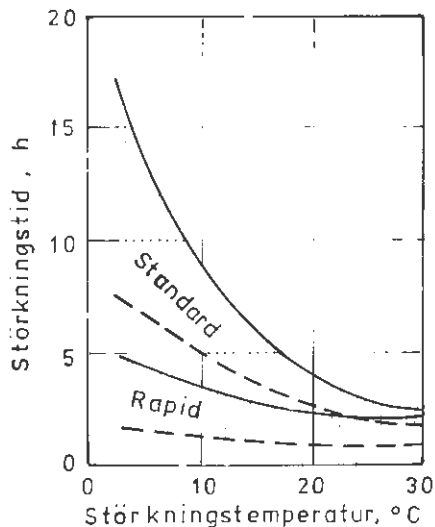
Eks.: Luttemperatur 0,5 °C, ønsket. betongtemperatur 15 °C. Nødvendig vanntemperatur = 57 °C.

Figur 3. Oppvarming av vann

ligge flere grader over en betong med vanlig standardsement. Med samme sementmengde, vil betong av rapidsement etter henholdsvis 3 og 7 døgn ha oppnådd like høy fasthet som betong av standardsement først får etter 7 og 28 døgn.

I massive konstruksjoner kan det være et problem med for rask herding. Bruk av rapidsement bør derfor ofte overveies nøye.

I figur 4 er vist hvordan størkningstiden øker med synkende temperatur.



Størkningstid for to sementer med forskjellige temperaturer. De skraverte områder viser størkningstiden for standard- og rapidsement i mørtel med  $v/c = 0,25$ .

— Størkingen slutt  
 - - - Størkingen begynt

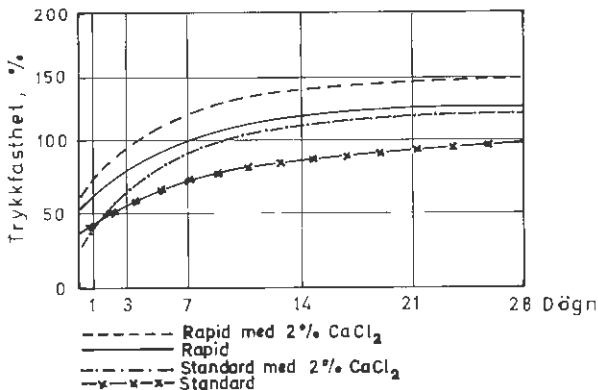
Figur 4. Temperaturen innflytelse på størkingen

### d. vann/sement-forholdet

Vann/sement-forholdet (v/c) avgjør først og fremst styrken i den ferdige betongen. Forholdet bør om vinteren være så lavt som mulig, og ikke over 0,75. Ved eventuelle endringer av v/c forholdet vil det være mest hensiktsmessig å øke sementinnholdet for å oppnå en større varmetutvikling i betongen. Krav til konsistens kan medføre at vannmengden må økes, men da må også sementmengden økes for å oppnå den ønskede trykkfasthet.

### e. Tilsetningsstoffer

Forskjellige tilsetningsstoffer brukes for å bedre betongens egenskaper. Ved vinterstøp er det særlig akselererende og luftinnførende stoffer som har interesse. Kalsiumklorid («vegsalt») medfører raskere herding og har derfor nogenlunde samme virkning som rapidsement, se figur 5.



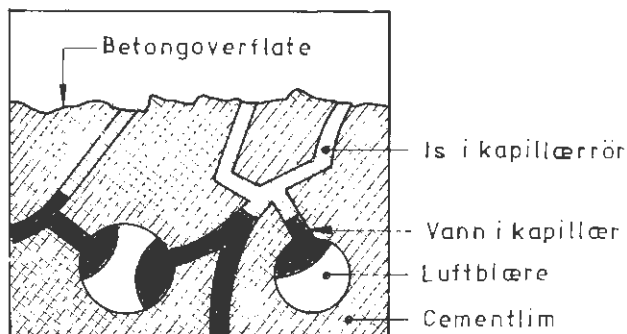
Figur 5. Fasthetsøkning ved bruk av kalsiumklorid (CaCl<sub>2</sub>)

Mengden kalsiumklorid må beregnes til 1–2% av sementen pga. faren for redusert frostbestandighet og korrosjonsfare på armering.

Kalsiumklorid må ikke brukes til armert betong med sulfatbestandig sement som brukes i forbindelse med alunskifer. Det finnes også andre akselererende tilsetningsstoffer på markedet, men de aller fleste inneholder kalsiumklorid som viktigste bestandel.

Til utendørs betongkonstruksjoner som utsettes for fuktighet, frysing og tining, er det blitt vanlig å bruke luftporedannende tilsetningsstoffer.

Ved frysing reduseres sprengvirkningen i betongen, se figur 6. Luftinnblanding gir mer bearbeidelig betong og fører til at vannbehovet minskes:



Figur 6. Luftinnblanding ved vinterstøping

Virkningen av luftinnblanding. Skadene minskes ved frysning ved at vannet i kapillærene under utvidelsen ved frysningen presses inn i luftblærene.

## f. Frysing/tining

Fryser betongen før den er begynt å størkne vil vannet i betongen fryse til is, slik at hydratiseringen ikke kommer i gang. Når isen tiner, vil volumøkningen ha ført til at betongen blir porøs. Dette kan medføre en betydelig reduksjon av betongens trykkfasthet. Fersk betong som er frosset kan i visse tilfeller etter at den er tint oppnå full styrke hvis den gjennomvibreres like etter at den er optint. Dette er meget vanskelig ved høye konstruksjoner og dessuten er det fare for forskalingsbrudd ved høye pilarer/vegger.

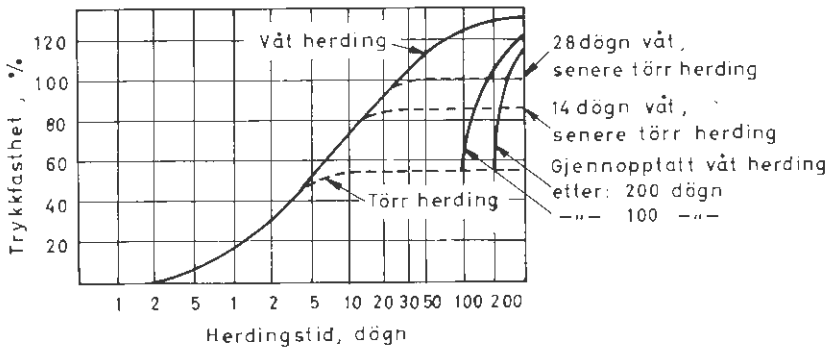
Hvis betong er frosset i fersk tilstand, må forskalingen ikke rives før betongen har fått god tid til å herdne etter at den er tint opp. Hvis derimot betongen fryser etter at vannet har bundet seg til sementen, vil sementlimet lett bli ødelagt, og man må regne med nedsatt trykkfasthet. Skadevirkningene (sprekker m.m.) er avhengig av kuldeperiodens lengde, hvor hurtig og hvor lavt ned temperaturen synker og av hvor høy fasthet betongen har oppnådd.

### g. Uttørking

Oppvarming av vinterstøpte betongkonstruksjoner vil ofte føre til for rask uttørking pga. for lav luftfuktighet i den oppvarmede vinterluften. Hvis ikke fuktighet tilføres under herdingen vil man få redusert trykkfastheten, se figur 8. Ved vinterstøp bør større betongflater alltid tildekkes med plast eller påsprøytes membran for å redusere fordampningen og derved varmetapet fra betongen.

Betongens v/C-forhold	Antall døgn ved 5° C i betongen	Antall døgn ved 10° C i betongen
0,8	5	3½
0,7	4	2½
0,6	3	2
0,5	2	1½
0,4	1½	1

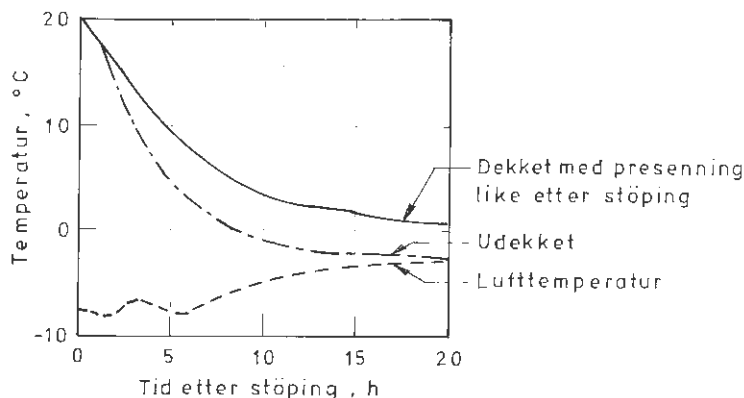
Figur 7. Nødvendig herding (antall døgn) før betong fremstilt med Standard Portlandsement PC 300 tillates utsatt for frysning.



Figur 8. Fasthetsutviklingen for betong som for raskt uttørres og som senere vannes.

**h. Tildekking, isolasjon**

Nystøpt betong skal beskyttes mot varmetap, se figur 9.



Figur 9. Sammenligning mellom temperaturfallet i en 10 cm plate som er udekket og en som er dekket over straks etter støping. (Noe vind.)

I nystøpt betong må overflatesjiktet beskyttes mot frysing, dette er spesielt viktig ved f.eks. støpeskjøter hvor man er avhengig av betong med god kvalitet. Store temperaturforskjeller i betongen mens den herdner øker faren for is. Der støpearbeidene foregår konsentrert, kan det bygges telt over arbeidsstedet. Dette vil spare utgifter til snørydding, isolasjonsmaterieell m.m., og vil utvilsomt bedre arbeidsmiljøet.

**i. Fjerning av snø og is**

Før støping må all snø og is fjernes fra forskaling og armering. Forskalingsmaterialer som har vært utsatt for frost i fuktig tilstand må tines før bruk. Armering bør i kaldt vær om mulig oppvarmes umiddelbart før støping for å hindre isdannelse.

Oppvarming skjer ved tilførsel av varmluft.

Ved støping direkte på undergrunn (fundamenter o.l.) må den være opptint og fri for snø og is. Mot tidligere utstøpt betong må kontaktflaten være opptint og skjøtarmeringer o.l. som kan danne kuldebruer mot frossen betong må oppvarmes. Isolasjonsmaterialer kan legges ut om

høsten for å hindre nedtrengning av tele. Utgravd fundamentgrop kan om høsten med fordel frostisoleres f.eks. med ekstrudert polystyren og skumglass som blir liggende permanent under fundamentet.

### **j. Fordeler ved vinterstøp**

Enkelte betongarbeider kan ha fordeler av vinteren. Bæredyktig tele kan utnyttes ved fundamenteringsarbeider i betong og ramming av peler og spunt. Brubygging kan ha fordeler av islagt vann for spesielle arbeider. Ved støping av brupilarer vil man f.eks. kunne spare betydelig riggekostnader, og kjørbare is gjør at betongen kan leveres direkte i form.

Brubjelker opp til en viss størrelse kan monteres fra isen ved hjelp av vanlig mobilkran. For støping av brudekker kan forskalingen i visse tilfeller reises direkte på isen.

Bare ved en gjennomført planlegging av arbeidsoppgavene kan årstidene utnyttes til vår fordel.

### **k. Betongelementer**

I fabrikkhallen går produksjon og herding av betongbjelker og betongelementer uavhengig av vær- og temperaturforhold. På byggeplassen kan montasjen av de ferdige bjelker/elementer skje raskt og derved spares betydelige utgifter til snørydding, oppvarming, tildekking m.m.

## **7. STÅL**

De spesielle vanskeligheter som oppstår ved stålarbeider som utføres vinterstid vil gjerne ha tilknytning til ubehaget med å håndtere stålmateriell i den kalde årstid.

Forarbeiding og behandling av stålkonstruksjoner foregår vanligvis i verksted slik at vinterproblemene reduseres til montasjearbeidet ute på anlegget.

Ved montasjearbeider over vann må det tas spesielle hensyn ved stillasbygging når man kan regne med is og isgang. Is med tilstrekkelig bæreevne kan imidlertid tjene som underlag for montasjestillas og trans-

portveg for mobilkran. Ved bruk av sveiste stålplatebærere vil arbeidet på brustedet i tillegg til selve håndteringen av bruseksjonene hovedsakelig omfatte sammenføyning med sveising eller skrueforbindelser.

Tynn påstøp på platebærere kan vanligvis ikke utføres under kalde vinterforhold.

## 8. SPESIELLE ARBEIDER

Det er enkelte arbeider som det er mulig å utføre i den kalde årstid uten vesentlige vintermerkostnader. Av slike spesielle arbeider som gir brukbar vinterbeskjefstigelse for arbeidsstokken og maskinparken nevnes for eksempel:

- Sikringsarbeider (bolting, nett m.v.)
- Oppsetting av stolper, rekkverk og gjerder
- Oppsetting av skilt og portaler
- Nedsetting av sandfang og sluk
- Rydding av skog
- Produksjon av grus, pukk og oljegrus.

## E. Oppsummering

De viktigste kjennetegn ved vinteren som har innflytelse på vegarbeidsdrift er:

- temperatur
- nedbør
- vind
- lysforhold

Maskiner og utstyr er mer utsatt for driftsstans og brekasje ved lave temperaturer.

Effektiv vinterarbeidsdrift setter store krav til planlegging og tilrigging.

I figur 10 er vist oppgaver som kan utføres vinterstid.

Oppgave	Godt egnet	Egnet	Mindre egnet
Jordarbeider Fjellsprenging	x	x	x
Grøfter Overbygning		x x	x
Betongarbeid Stål	x	x x	
Sikringsarbeider Oppsetting av stolper, rekkverk og gjerder	x	x	
Oppsetting av skilt og portaler Sandfang og sluk Skogrydding	x	x x	
Produksjon av oljegrus Knusing av stein	x	x	

Figur 10. Egnede vinterarbeidsoppgaver

## Referanser

1. Kalbakk, Å. (1978). Skikkelig lys reduserer ulykkene og bedrer miljøet, Plan og bygg nr. 10. 1978 side 25 – 28
2. Sandmel T. (1971). Vinterbygging, Håndbok 28, Oslo, 370 s.
3. Svenska Byggnads-entreprenørforeningar (SBEF). Vegbyggande året rundt, Stockholm, 1963.
4. NS 3474–6.5



# BILAG 1

Generell beskrivelse av

## Beregning av trafikbelastning (N)

Under normale forhold kan figur 6 s. 113 benyttes til å bestemme dimensjonerende trafikbelastning (N) uttrykt i sum ekvivalente 10 t aksler pr. kjørefelt i dimensjoneringsperioden. På s. 106 er det vist hvilke forutsetninger som ligger til grunn for figuren. Hvis disse forutsetninger ikke er oppfylt, kan trafikbelastningen beregnes av formelen

$$N = f \cdot \text{ÅDT-T} \cdot 365 \cdot \frac{\left(1 + \frac{P}{100}\right)^n - 1}{\frac{P}{100}} \cdot C \cdot \bar{E}$$

der N = antall ekvivalente 10 t aksler pr. kjørefelt i dimensjoneringsperioden.

f = fordelingsfaktor avhengig av antall kjørefelt (trafikkandel på mest trafikerte kjørefelt).

1-felts veg: f = 1,0

2-felts veg: f = 0,5

4-felts veg: f = 0,4

ÅDT-T = gjennomsnittlig antall tunge kjøretøyer pr. døgn når vegen åpnes.

P = årlig trafikkvekst for tunge kjøretøyer i %

n = dimensjoneringsperiode

C = gjennomsnittlig antall aksler pr. tungt kjøretøy

$\bar{E}$  = gjennomsnittlig ekvivalensfaktor for akslene på tunge kjøretøy.  $\bar{E}$  finnes ved å summere produktene av antall aksler i en aksellastgruppe og tilhørende ekvivalensfaktor (se under). Summen divideres til slutt med totalt antall aksler som er registrert. I figur 6 s. 113 er det antatt at

$\bar{E} = 0,207$  ved tillatt aksellast 8 t

$\bar{E} = 0,301$  ved tillatt aksellast 9 t

$\bar{E} = 0,424$  ved tillatt aksellast 10 t

Aksellast, P tonn	0	5					10					15				
Ekvivalensfaktor	0,0011	0,0016	0,008	0,026	0,063	0,13	0,24	0,41	0,66	1,00	1,46	2,07	2,86	3,84	5,06	
Aksel- last- for- deling	8t veg	6	14	20	18	11	7	6	5,5	5	3,5	2	1,2	0,5	0,2	0,1
	9t veg	5	11	16	16	11	9	7,5	6,5	6	5	3,5	1,9	1,0	0,4	0,2
	10t veg	4	8	11	14	11	10	9	8	7	6,5	5,5	3,5	1,6	0,6	0,3

Antatt normal aksellastfordeling for tunge kjøretøy i % for veg med 8,9 eller 10t tillatt aksellast.

Ekvivalensfaktor for hver aksellastgruppe (i forhold til 10 t aksellast) er beregnet etter formelen

$$E = \left( \frac{P}{10} \right)^4$$

der P er øvre lastgrense i aksellastgruppen.

## BILAG 2

Årsmiddeltemperatur og frostmengdene

$F_2$ ,  $F_5$ ,  $F_{10}$  og  $F_{100}$

i landets kommuner

KOMMUNE	TEMP	FROSTMENGDDE				
		F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>10</sub>	F <sub>100</sub>

Fylkesnr i orden med offisiell nummerering A-buffert 1975	T <sub>m</sub>	n C				
		F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>10</sub>	F <sub>100</sub>	
<b>01 ØSTFOLD</b>						
0101 Halden	6.0	7 000	13 000	18 000	22 000	
0102 Sarpsborg	6.0	7 000	13 000	18 000	22 000	
0103 Fredrikstad	6.5	6 000	11 000	16 000	24 000	
0104 Moss	6.0	8 000	12 000	17 000	21 000	
0111 Hviiter	7.0	3 000	7 000	11 000	15 000	
0113 Borge	6.5	6 000	11 000	16 000	20 000	
0114 Væring	6.0	7 000	13 000	18 000	22 000	
0115 Skejberg	6.0	7 000	13 000	18 000	22 000	
0118 Arneberg	5.0	10 000	16 000	21 000	25 000	
0119 Ræmberg	5.0	12 000	18 000	23 000	28 000	
0121 Marker	4.5	14 000	20 000	25 000	30 000	
0122 Trøgstad	5.0	10 000	16 000	21 000	26 000	
0123 Spydeberg	5.0	10 000	16 000	21 000	26 000	
0124 Askim	5.5	10 000	16 000	21 000	26 000	
0126 Eidsberg	5.5	10 000	16 000	21 000	26 000	
0127 Skiptvet	5.5	10 000	16 000	21 000	26 000	
0128 Rullkenes	5.5	10 000	16 000	21 000	26 000	
0130 Tune	6.0	7 000	13 000	18 000	22 000	
0131 Rolvsøy	7.0	4 000	9 000	14 000	18 000	
0133 Kråkøy	7.0	4 000	9 000	14 000	18 000	
0134 Onøy	6.5	6 000	7 000	16 000	20 000	
0135 Råde	6.0	6 000	12 000	17 000	21 000	
0136 Rygge	6.0	6 000	11 000	16 000	20 000	
0137 Våler	6.0	7 000	14 000	20 000	24 000	
0138 Hobøl	5.5	8 000	15 000	21 000	25 000	
<b>02 AKERSHUS</b>						
0211 Vestby	5.5	7 000	14 000	20 000	25 000	
0213 Ski	5.5	8 000	15 000	21 000	25 000	
0214 Ås	5.5	8 000	15 000	21 000	25 000	
0215 Frogn	5.5	8 000	15 000	21 000	25 000	
0216 Nesønden	5.5	8 000	15 000	21 000	25 000	
0217 Oppdal	5.5	8 000	15 000	21 000	25 000	
0219 Bærum	6.0	11 000	18 000	24 000	28 000	
0220 Aker	5.5	11 000	18 000	24 000	28 000	
0221 Furskog-Hofstad	4.5	12 000	19 000	26 000	29 000	
0226 Sarum	4.5	12 000	18 000	25 000	29 000	
0227 Fet	5.0	11 000	18 000	24 000	28 000	
0228 Relling	5.0	11 000	18 000	24 000	28 000	
0229 Enebakk	5.0	11 000	18 000	24 000	28 000	
0230 Lørenskog	5.0	11 000	18 000	24 000	28 000	
0231 Skedsmo	4.5	12 000	19 000	25 000	29 000	
0233 Rødtal	7.0	14 000	21 000	27 000	31 000	
0234 Grendrum	4.0	15 000	22 000	28 000	32 000	
0236 Ullensaker	4.5	15 000	22 000	28 000	32 000	
0236 Nes	4.0	15 000	22 000	31 000	36 000	
0237 Eidsvoll	4.0	17 000	23 000	30 000	35 000	
0238 Namsmøst	4.0	18 000	25 000	32 000	34 000	
0239 Hurdal	4.0	16 000	22 000	29 000	34 000	
<b>03 OSLO</b>						
Byområdet	6.0	10 000	14 000	17 000	20 000	
Bilagsområder	5.0	12 000	16 000	19 000	22 000	
Marke	4.0	14 000	18 000	23 000	29 000	
<b>04 HEDMARK</b>						
0401 Hamar	4.0	18 000	25 000	32 000	39 000	
0402 Rongvinger	4.0	18 000	25 000	34 000	39 000	
0412 Ringsaker	4.0	20 000	27 000	33 000	41 000	
0414 Vang	3.0	20 000	27 000	33 000	41 000	
0415 Løten	3.5	20 000	27 000	34 000	41 000	
0417 Slange	4.0	18 000	25 000	32 000	39 000	
0418 Nord-Odal	4.0	18 000	25 000	34 000	39 000	
0419 Sør-Odal	4.0	18 000	25 000	34 000	39 000	
0420 Eidskog	4.0	15 000	22 000	31 000	36 000	
0423 Grus	3.5	20 000	27 000	36 000	41 000	
0425 Åsnes	3.5	21 000	28 000	37 000	42 000	
0426 Våler	3.5	21 000	28 000	37 000	42 000	
0427 Elverum	3.0	23 000	30 000	39 000	44 000	
0428 Trysil	2.0	27 000	34 000	43 000	48 000	
0429 Arret	2.5	26 000	32 000	42 000	47 000	
0430 Stor-Elvdal	2.0	26 000	32 000	43 000	49 000	
0432 Rendalen	2.5	26 000	30 000	42 000	48 000	
0434 Engerdal	1.0	29 000	34 000	45 000	52 000	
0436 Os	0.5	31 000	36 000	48 000	54 000	
0436 Tolga	0.5	31 000	36 000	48 000	54 000	
0417 Tysslet	0.5	32 000	37 000	49 000	55 000	
0438 Alvdal	1.0	28 000	33 000	45 000	51 000	
0439 Follfoll	0.5	30 000	36 000	45 000	53 000	
<b>05 OPPLAND</b>						
0501 Lillehammer	4.0	23 000	30 000	38 000	44 000	
0502 Gjøvik	4.0	18 000	25 000	31 000	36 000	
0511 Dovre	1.5	30 000	37 000	42 000	53 000	
0512 Lesja	1.5	26 000	32 000	37 000	48 000	
0513 Skjåk	1.0	24 000	31 000	36 000	42 000	

KOMMUNE	TEMP	FROSTMENGDDE				
		F <sub>1</sub>	F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>10</sub>	F <sub>100</sub>

Fylkesnr i orden med offisiell nummerering A-buffert 1975	T <sub>m</sub>	n C				
		F <sub>2</sub>	F <sub>3</sub>	F <sub>10</sub>	F <sub>100</sub>	
<b>0514 Lom</b>						
0515 Vågå	1.5	24 000	31 000	36 000	42 000	
0517 Sel	2.0	26 000	34 000	39 000	45 000	
0518 Fron	2.0	26 000	34 000	40 000	46 000	
0520 Ringebu	3.0	24 000	32 000	38 000	42 000	
0521 Øyer	3.5	23 000	30 000	35 000	41 000	
0522 Gausdal	2.0	28 000	34 000	40 000	45 000	
0523 Sveve Tønsen	4.0	18 000	24 000	30 000	36 000	
0524 Vestre Toten	3.5	20 000	26 000	32 000	38 000	
0532 Jevnaker	4.0	16 000	22 000	28 000	34 000	
0533 Lunner	3.0	18 000	23 000	29 000	34 000	
0536 Gran	3.0	17 000	23 000	29 000	34 000	
0536 Søndre Lind	3.0	19 000	25 000	31 000	37 000	
0538 Nordre Land	2.5	22 000	28 000	34 000	40 000	
0540 Sør-Aurdal	2.5	20 000	26 000	32 000	38 000	
0541 Etnedal	1.0	30 000	37 000	43 000	49 000	
0542 Nord-Aurdal	1.5	28 000	33 000	39 000	44 000	
0543 Vestre Slidre	2.0	25 000	33 000	38 000	44 000	
0544 Øystre Slidre	2.0	26 000	33 000	39 000	44 000	
0545 Vang	2.5	25 000	33 000	39 000	44 000	
<b>06 BUSKERUD</b>						
0601 Ringenike	4.5	16 000	23 000	29 000	34 000	
0602 Drammen	5.5	13 000	20 000	26 000	29 000	
0604 Kongenberg	4.5	15 000	23 000	28 000	31 000	
0615 Filt	2.0	21 000	30 000	36 000	40 000	
0616 Nes	2.0	26 000	35 000	41 000	46 000	
0617 Gol	1.5	25 000	34 000	40 000	45 000	
0618 Hemsedal	1.5	20 000	29 000	34 000	42 000	
0619 Ål	2.0	20 000	27 000	33 000	42 000	
0630 Heil	1.0	26 000	32 000	38 000	43 000	
0631 Sjødal	3.0	18 000	27 000	33 000	39 000	
0622 Krødsherad	3.5	17 000	25 000	31 000	35 000	
0623 Mødem	5.0	16 000	23 000	28 000	31 000	
0624 Givre Eiker	4.5	15 000	22 000	28 000	31 000	
0625 Nedre Eiker	6.0	14 000	21 000	27 000	30 000	
0626 Lier	5.5	13 000	19 000	23 000	29 000	
0627 Røyken	5.5	10 000	16 000	20 000	26 000	
0628 Hurum	6.0	8 000	14 000	18 000	24 000	
0631 Flekkeberg	3.5	20 000	27 000	32 000	36 000	
0632 Rolvsig	3.0	20 000	27 000	32 000	36 000	
0633 Nore og Ulvdal	1.5	24 000	32 000	38 000	44 000	
<b>07 VESTFOLD</b>						
0702 Holmestrand	6.0	7 000	13 000	18 000	22 000	
0703 Horten	6.5	5 000	10 000	15 000	20 000	
0705 Tansberg	6.5	4 000	9 000	14 000	19 000	
0706 Sandefjord	6.5	4 000	10 000	15 000	19 000	
0707 Larvik	6.5	4 000	9 000	14 000	17 000	
0708 Slivern	7.0	4 000	8 000	12 000	16 000	
0711 Svelvik	6.0	10 000	17 000	22 000	26 000	
0713 Sande	6.0	9 000	16 000	21 000	25 000	
0714 Hof	6.0	10 000	17 000	22 000	26 000	
0716 Våre	6.0	8 000	12 000	18 000	22 000	
0717 Borre	6.0	8 000	12 000	17 000	21 000	
0718 Ramnes	5.5	7 000	14 000	19 000	23 000	
0719 Andebu	5.5	7 000	13 000	19 000	23 000	
0720 Stokke	6.0	8 000	11 000	16 000	20 000	
0721 Sem	6.0	5 000	11 000	16 000	20 000	
0722 Næstved	5.5	4 000	9 000	14 000	19 000	
0723 Tjelle	7.0	3 000	7 000	11 000	15 000	
0725 Tjelling	6.5	4 000	8 000	12 000	16 000	
0726 Brunlanes	6.0	5 000	10 000	13 000	17 000	
0727 Hedrum	6.0	8 000	12 000	16 000	21 000	
0728 Lardal	5.5	7 000	14 000	19 000	23 000	
<b>08 TELEMARK</b>						
0805 Porsgrunn	6.0	10 000	15 000	18 000	22 000	
0806 Skien	5.5	11 000	16 000	19 000	23 000	
0807 Notodden	3.5	13 000	19 000	27 000	29 000	
0811 Siljan	5.5	10 000	16 000	21 000	26 000	
0814 Bamle	6.0	6 000	10 000	13 000	17 000	
0815 Kragerø	6.0	4 000	8 000	11 000	15 000	
0816 Ottenedal	5.5	10 000	16 000	20 000	25 000	
0819 Nome	5.0	11 000	16 000	22 000	26 000	
0821 Bø	4.0	12 000	17 000	23 000	26 000	
0822 Sunherad	4.5	13 000	18 000	25 000	27 000	
0825 Tinn	2.0	25 000	31 000	37 000	41 000	
0827 Hjørset	2.5	15 000	21 000	27 000	31 000	
0828 Seljord	3.5	13 000	18 000	24		

KOMMUNE	TEMP.	FROSTMENDE				
		$\bar{\theta}_m$	F <sub>2</sub>	F <sub>4</sub>	F <sub>10</sub>	F <sub>16</sub>
Fylkes- og ordnet med offisiell nummerering. Årsurført 1975	°C	h <sup>2</sup> C				

0904 Grimstad	7.0	1 000	5 000	8 000	12 000
0911 Gjerstad	6.0	5 000	10 000	14 000	19 000
0912 Jægløstet	6.0	5 000	9 000	12 000	16 000
0914 Tvedestrand	6.5	2 000	5 000	9 000	13 000
0918 Moland	7.0	1 000	5 000	8 000	12 000
0919 Froland	6.0	5 000	9 000	13 000	16 000
0920 Øystedal	7.0	1 000	5 000	8 000	12 000
0921 Tromøy	7.0	1 000	5 000	8 000	12 000
0922 Høy	7.0	1 000	5 000	8 000	12 000
0923 Fjære	7.0	1 000	5 000	9 000	12 000
0924 Lantvik	7.0	1 000	5 000	9 000	12 000
0926 Lillesand	7.0	1 000	5 000	9 000	12 000
0929 Birkenes	6.0	5 000	9 000	13 000	16 000
0929 Åmli	5.0	7 000	11 000	14 000	16 000
0935 Iveland	6.0	5 000	9 000	13 000	16 000
0937 Evje og Hornnes	6.0	5 000	9 000	13 000	16 000
0938 Bygland	5.0	7 000	10 000	14 000	18 000
0940 Vælle	4.0	9 000	13 000	17 000	21 000
0941 Bykle	4.0	10 000	15 000	19 000	23 000

### 10 VEST-AGDER

1001 Kristiansand	7.0	2 000	7 000	10 000	13 000
1002 Mandal	7.0	1 000	5 000	9 000	12 000
1003 Farsund	7.5	1 000	5 000	9 000	12 000
1004 Flekkefjord	7.5	1 000	5 000	9 000	12 000
1014 Vinnestad	6.0	6 000	10 000	14 000	17 000
1017 Søgne	6.0	5 000	9 000	13 000	16 000
1018 Søgne	7.0	1 000	6 000	9 000	12 000
1021 Marstrand	6.5	4 000	9 000	12 000	15 000
1026 Åseral	5.0	6 000	10 000	14 000	17 000
1027 Audnedal	6.0	5 000	10 000	13 000	16 000
1035 Lindesnes	7.0	1 000	6 000	9 000	12 000
1032 Lyngdal	6.5	1 000	6 000	9 000	12 000
1034 Hægebostad	5.5	4 000	9 000	12 000	15 000
1037 Kvinesdal	5.5	4 000	9 000	12 000	15 000
1046 Sirdal	4.5	4 000	9 000	12 000	15 000

### 11 ROGALAND

1101 Eigersund	7.5	0	3 000	6 000	11 000
1102 Sandnes	7.5	0	2 000	3 000	7 000
1103 Sævi	7.5	0	2 000	3 000	7 000
1106 Hægebostad	7.5	0	1 000	2 000	6 000
1111 Sjøkedal	7.0	0	3 000	6 000	11 000
1112 Lund	6.5	1 000	5 000	8 000	12 000
1114 Bjerkreim	6.5	1 000	5 000	8 000	12 000
1119 Hå	7.5	0	1 000	2 000	7 000
1120 Klepp	7.0	0	1 000	3 000	7 000
1121 Time	7.0	0	2 000	3 000	7 000
1122 Gjesdal	6.0	1 000	4 000	7 000	12 000
1124 Sole	7.5	0	1 000	3 000	7 000
1127 Randaberg	7.5	0	2 000	3 000	7 000
1129 Forsand	7.0	1 000	5 000	7 000	12 000
1130 Strand	7.5	0	2 000	3 000	7 000
1133 Hjelmeland	6.5	1 000	4 000	7 000	12 000
1134 Suldal	6.5	5 000	9 000	12 000	15 000
1135 Sauda	6.0	4 000	8 000	11 000	15 000
1141 Finøy	7.5	0	1 000	3 000	7 000
1142 Rennesøy	7.5	0	1 000	3 000	6 000
1144 Kvitsøy	7.5	0	1 000	2 000	6 000
1145 Bokn	7.5	0	1 000	3 000	6 000
1148 Tvevær	7.5	0	2 000	4 000	7 000
1149 Karmøy	7.5	0	1 000	3 000	6 000
1151 Utsira	7.5	0	1 000	2 000	6 000
1154 Vindafjord	7.5	0	2 000	3 000	7 000

### 12 HORDALAND

12011					
12011					
1211 Etne	6.0	2 000	5 000	8 000	13 000
1214 Ølen	7.0	0	2 000	4 000	7 000
1216 Sveio	7.5	0	2 000	4 000	7 000
1219 Bømle	7.5	0	1 000	2 000	6 000
1221 Stord	7.5	0	1 000	2 000	5 000
1222 Finjar	7.5	0	1 000	2 000	5 000
1223 Tvedestrand	7.5	0	1 000	2 000	5 000
1224 Kvinnherad	6.5	1 000	3 000	6 000	11 000
1227 Jondal	6.0	1 000	3 000	5 000	11 000
1228 Osda	5.5	5 000	8 000	11 000	16 000
1230 Ullensvang	5.0	8 000	8 000	11 000	17 000
1233 Ulvik	5.0	9 000	11 000	14 000	20 000
1234 Granvin	5.0	8 000	10 000	13 000	19 000
1236 Voss	4.5	10 000	14 000	18 000	24 000
1238 Kvam	6.0	1 000	3 000	5 000	11 000
1241 Fusa	6.0	1 000	2 000	4 000	8 000
1242 Samnanger	5.5	5 000	7 000	10 000	15 000
1243 Os	6.5	1 000	2 000	5 000	8 000
1244 Austevoll	7.0	0	1 000	2 000	6 000
1245 Sund	7.0	0	1 000	2 000	5 000

KOMMUNE	TEMP.	FROSTMENDE				
		$\bar{\theta}_m$	F <sub>2</sub>	F <sub>4</sub>	F <sub>10</sub>	F <sub>16</sub>
Fylkes- og ordnet med offisiell nummerering. Årsurført 1975	°C	h <sup>2</sup> C				

1245 Fjell	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1247 Askøy	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1248 Laksevåg	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1249 Fana	7.0	0	2 000	3 000	5 000
1250 Arna	5.0	1 000	3 000	6 000	8 000
1251 Vaksdal	4.5	8 000	12 000	16 000	22 000
1252 Modulen	5.0	5 000	8 000	13 000	19 000
1253 Osterøy	7.0	2 000	4 000	6 000	9 000
1255 Asane	7.0	0	2 000	3 000	5 000
1256 Meland	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1259 Øygarden	7.5	0	1 000	2 000	5 000
1260 Radøy	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1263 Lindås	6.5	1 000	3 000	5 000	7 000
1264 Austrheim	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1265 Fedje	7.5	0	1 000	2 000	5 000
1266 Masfjorden	6.0	1 000	2 000	4 000	7 000
13 BERGEN	7.5	0	2 000	3 000	5 000

### 14 SOGN OG FJORDANE

1401 Florø	7.0	0	1 000	3 000	5 000
1411 Gulen	7.0	0	1 000	3 000	5 000
1412 Solund	7.0	0	1 000	3 000	5 000
1413 Hyllestad	7.0	0	1 000	3 000	5 000
1416 Høyanger	7.0	0	2 000	3 000	5 000
1417 Vik	6.5	1 000	3 000	4 000	6 000
1418 Bævrestrand	6.0	3 000	6 000	9 000	12 000
1419 Leikanger	6.5	1 000	4 000	7 000	10 000
1420 Sogndal	6.0	4 000	7 000	10 000	13 000
1421 Aurland	6.0	8 000	11 000	14 000	18 000
1422 Lærdal	6.0	5 000	9 000	11 000	15 000
1424 Årdal	4.5	8 000	12 000	14 000	18 000
1426 Luster	4.0	10 000	14 000	16 000	19 000
1428 Alesund	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1429 Fjaler	7.0	0	1 000	3 000	6 000
1430 Gaular	5.5	4 000	7 000	10 000	13 000
1431 Jølster	4.0	5 000	8 000	11 000	14 000
1432 Fagline	5.5	4 000	7 000	10 000	13 000
1433 Naustdal	5.5	4 000	7 000	10 000	13 000
1438 Bremanger	7.0	0	1 000	3 000	5 000
1439 Vågsøy	7.0	0	1 000	3 000	5 000
1441 Sævi	7.0	0	1 000	3 000	5 000
1443 Eid	6.0	3 000	4 000	6 000	8 000
1445 Gjøkken	6.0	2 000	3 000	5 000	7 000
1448 Stryn	5.5	4 000	6 000	9 000	13 000

### 15 Møre OG ROMSDAL

1501 Ålesund	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1502 Molde	6.0	0	2 000	3 000	5 000
1503 Kristiansund	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1511 Vanhøven	6.0	0	1 000	3 000	5 000
1514 Sande	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1516 Herøy	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1516 Ulstein	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1517 Herød	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1519 Volde	6.0	1 000	3 000	5 000	8 000
1520 Ørsta	6.0	1 000	3 000	5 000	8 000
1524 Norddal	6.0	2 000	3 000	5 000	8 000
1525 Stranda	6.0	2 000	4 000	6 000	9 000
1527 Ørskog	6.0	1 000	3 000	5 000	8 000
1528 Sykkylven	6.0	1 000	3 000	5 000	8 000
1532 Giske	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1534 Hørem	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1535 Vestnes	6.0	1 000	3 000	5 000	8 000
1538 Rauma	6.0	3 000	5 000	8 000	10 000
1543 Nesset	6.0	3 000	5 000	8 000	10 000
1545 Midtland	6.5	1 000	2 000	3 000	6 000
1546 Sandøy	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1547 Aukra	7.0	0	1 000	2 000	5 000
1548 Frana	6.5	1 000	3 000	4 000	6 000
1551 Eide	6.5	1 000	2 000	3 000	6 000
1554 Averøy	6.5	1 000	2 000	3 000	6 000
1556 Frei	6.5	1 000	2 000	3 000	6 000
1557 Gjemnes	6.0	1 000	3 000	5 000	8 000
1560 Tingvoll	6.0	1 000	3 000	5 000	8 000
1562 Sunndal	5.0	4 000	7 000	11 000	14 000
1566 Sunndal	5.0	5 000	8 000	12 000	15 000
1567 Rindal	4.5	7 000	13 000	15 000	18 000
1569 Aure	5.6	1 000	3 000	6 000	8 000
1571 Molde	5.5	1 000	3 000	6 000	8 000
1572 Testina	5.5	1 000	3 000	4 000	6 000
1573 Smøla	5.5	0	1 000	2 000	5 000
16 SØR-TRØNDELAG					
1601 Trondheim	5.0	7 000	12 000	14 000	16 000
1612 Herne	5.5	5 000	7 000	10 000	12 000
1613 Snillfjord	5.5	4 000	6 000	9 000	11 000
1617 Hitra	6.0	1 000	2 000	3 000	5 000
1620 Frøya	6.0	1 000	2 000	3 000	5 000

KOMMUNE	TEMP		FROST*ENGDE				
	$\bar{\theta}_m$	$F_2$	$F_5$	$F_{10}$	$F_{100}$		
	°C	h°C					
Fylkes is og snø med offisiell nummerering, januar-ført 1913							
1621 Ørland	5,5	2 000	4 000	5 000	7 000		
1622 Aukenes	5	2 000	4 000	5 000	7 000		
1624 Rissa	3,5	4 000	7 000	9 000	11 000		
1627 Bljønn	6,0	2 000	4 000	7 000	9 000		
1630 Alfjord	5,5	2 000	4 000	7 000	9 000		
1632 Ruan	5,5	2 000	5 000	7 000	9 000		
1633 Øivun	5,5	7 000	5 000	7 000	9 000		
1634 Oppdal	2,0	15 000	20 000	23 000	26 000		
1635 Rinnebu	2,5	14 000	20 000	23 000	25 000		
1636 Alvdal	4,0	10 000	16 000	19 000	21 000		
1638 Orkdal	5,0	6 000	11 000	13 000	15 000		
1640 Røros	5,0	30 000	7 000	48 000	56 000		
1644 Ål	1,6	14 000	21 000	23 000	27 000		
1645 Håland	1,5	14 000	21 000	23 000	27 000		
1648 Midtre Gauldal	4,0	11 000	17 000	20 000	22 000		
1653 Melhus	4,5	7 000	12 000	16 000	18 000		
1657 Skönn	5,0	6 000	11 000	15 000	17 000		
1662 Klabu	4,5	7 000	12 000	16 000	18 000		
1663 Molvik	5,0	6 000	11 000	13 000	15 000		
1664 Selbu	4,0	10 000	15 000	19 000	21 000		
1665 Trödal	2,0	14 000	19 000	23 000	27 000		
<b>17 NORD-TRÖNDELÄG</b>							
1702 Steinkjer	5,0	6 000	12 000	15 000	18 000		
1703 Nærnes	5,0	6 000	8 000	12 000	15 000		
1711 Meråker	3,0	10 000	15 000	20 000	23 000		
1714 Stjørdal	5,0	6 000	10 000	13 000	17 000		
1717 Frostö	5,5	6 000	9 000	12 000	15 000		
1718 Leksvik	5,5	6 000	9 000	12 000	15 000		
1719 Leiranger	5,0	6 000	10 000	13 000	17 000		
1721 Verdal	5,0	6 000	10 000	13 000	17 000		
1723 Mosvik	5,5	6 000	9 000	12 000	15 000		
1724 Veran	5,0	7 000	11 000	14 000	18 000		
1725 Namdalseid	5,0	7 000	11 000	14 000	18 000		
1729 Indreøy	5,0	6 000	9 000	12 000	15 000		
1736 Snåsa	4,0	13 000	19 000	23 000	27 000		
1751 Lierne	1,0	25 000	29 000	36 000	41 000		
1759 Røyrvik	1,5	25 000	29 000	36 000	41 000		
1760 Nærneskaia	2,0	14 000	19 000	24 000	26 000		
1742 Grong	4,0	12 000	17 000	22 000	25 000		
1743 Høylandet	3,6	10 000	15 000	20 000	24 000		
1744 Overhalla	4,5	10 000	15 000	20 000	24 000		
1748 Fosnes	5,0	5 000	8 000	11 000	16 000		
1749 Flatanger	5,5	2 000	5 000	8 000	11 000		
1750 Vikne	5,5	1 000	3 000	6 000	10 000		
1751 Nærøy	5,5	2 000	5 000	8 000	13 000		
1756 Leka	5,5	1 000	3 000	6 000	10 000		
<b>18 NORDLAND</b>							
1804 Bødö	4,5	6 000	9 000	12 000	17 000		
1805 Narvik	3,5	11 000	13 000	17 000	25 000		
1811 Bindal	4,5	5 000	8 000	12 000	18 000		
1814 Bodömyr	5,0	3 000	6 000	8 000	12 000		
1815 Vega	5,5	2 000	4 000	7 000	11 000		
1818 Vivalstad	5,5	1 000	4 000	7 000	13 000		
1818 Høy	5,5	2 000	4 000	7 000	11 000		
1820 Alstahaug	5,5	1 000	4 000	7 000	13 000		
1822 Levfjord	5,0	3 000	6 000	9 000	15 000		
1824 Vefsn	3,5	13 000	18 000	21 000	27 000		
1826 Grane	2,5	18 000	23 000	26 000	32 000		
1828 Hattfjelldal	1,5	28 000	32 000	37 000	42 000		
1827 Öyena	5,5	2 000	4 000	7 000	11 000		
1828 Nesna	5,5	2 000	4 000	7 000	11 000		
1832 Hemnes	3,0	16 000	23 000	28 000	37 000		
1832 Rana	3,0	18 000	18 000	26 000	35 000		
1834 Lurøy	5,5	2 000	4 000	8 000	13 000		
1835 Trana	6,0	0	1 000	2 000	8 000		
1836 Rødøy	5,0	3 000	5 000	10 000	15 000		
1837 Moløy	5,0	3 000	6 000	10 000	15 000		
1838 Gildeskål	5,0	2 000	4 000	8 000	14 000		
1838 Beiran	3,5	10 000	13 000	18 000	24 000		
1840 Saltdal	2,0	18 000	22 000	28 000	37 000		
1841 Fauske	3,5	14 000	17 000	22 000	28 000		
1842 Skjerstad	4,0	10 000	13 000	18 000	24 000		
1845 Sørkjö	4,0	10 000	13 000	18 000	24 000		
1848 Steigen	4,5	4 000	6 000	10 000	15 000		
1848 Hamarøy	4,0	7 000	9 000	13 000	18 000		
1850 Tysfjord	3,5	10 000	13 000	18 000	24 000		
1851 Ledingen	4,0	7 000	10 000	13 000	18 000		
1852 Tjeldsund	4,0	8 000	11 000	14 000	19 000		
1853 Evensen	3,5	9 000	11 000	16 000	21 000		
1854 Ballangen	3,5	10 000	13 000	17 000	24 000		
1856 Röst	5,5	0	1 000	2 000	6 000		
1857 Verøy	5,5	0	1 000	2 000	8 000		
1858 Mosjøen	5,0	1 000	3 000	5 000	12 000		
1859 Flakstad	5,0	1 000	3 000	5 000	12 000		
1860 Vestøy	5,0	3 000	5 000	8 000	14 000		
1865 Vagan	6,0	3 000	5 000	8 000	14 000		

KOMMUNE	TEMP		FROST*ENGDE				
	$\bar{\theta}_m$	$F_2$	$F_5$	$F_{10}$	$F_{100}$		
	°C	h°C					
Fylkes is og snö med offisiell nummerering, januar-fört 1975							
1866 Hadsel	4,5	4 000	6 000	9 000	14 000		
1867 Bie	4,5	3 000	4 000	7 000	15 000		
1868 Övnes	4,5	3 000	4 000	7 000	15 000		
1870 Sörkjö	4,5	4 000	6 000	9 000	16 000		
1871 Andøy	4,0	4 000	6 000	8 000	15 000		
<b>19 TRÖNDS</b>							
1901 Harstad	4,5	5 000	7 000	10 000	16 000		
1902 Tromsö	3,5	10 000	13 000	16 000	21 000		
1911 Kvamfjord	4,5	7 000	9 000	12 000	18 000		
1913 Skånland	4,0	8 000	10 000	13 000	19 000		
1913 Björkjö	4,5	6 000	8 000	10 000	16 000		
1917 Ibestad	4,5	7 000	9 000	12 000	18 000		
1919 Grötangen	3,5	11 000	14 000	18 000	25 000		
1921 Silangen	3,5	12 000	15 000	19 000	26 000		
1922 Bardu	2,0	27 000	29 000	36 000	47 000		
1924 Mjölby	2,0	27 000	29 000	36 000	47 000		
1925 Sörnes	3,0	12 000	16 000	19 000	26 000		
1925 Dyroy	3,5	11 000	15 000	18 000	25 000		
1927 Tröyde	3,5	10 000	14 000	17 000	24 000		
1927 Torsken	3,5	8 000	11 000	14 000	20 000		
1929 Berg	3,5	10 000	13 000	16 000	21 000		
1931 Lovvik	3,5	11 000	15 000	18 000	26 000		
1933 Balsfjord	3,0	16 000	18 000	22 000	29 000		
1936 Karäy	4,0	8 000	11 000	15 000	19 000		
1938 Lyngen	3,0	17 000	21 000	26 000	31 000		
1939 Sörfjord	2,0	23 000	26 000	30 000	42 000		
1940 #Räy	2,0	23 000	26 000	30 000	42 000		
1941 Sölvoy	3,5	10 000	14 000	18 000	24 000		
1942 Nordnes	2,0	23 000	26 000	30 000	42 000		
1943 Kvamangen	2,0	25 000	28 000	32 000	44 000		
<b>20 FINNMARK</b>							
2001 Hämmerfest	2,0	15 000	18 000	21 000	32 000		
2002 Vardö	1,0	17 000	23 000	28 000	33 000		
2003 Väisje	1,0	18 000	25 000	29 000	37 000		
2011 #Aurakelno	2,0	51 000	56 000	65 000	76 000		
2012 Alita	1,5	28 000	29 000	32 000	44 000		
2014 Leppa	2,5	10 000	13 000	16 000	27 000		
2015 Hasvik	3,0	8 000	11 000	14 000	24 000		
2016 Sölvoy	3,0	8 000	12 000	15 000	26 000		
2017 Kvamund	2,0	18 000	21 000	26 000	37 000		
2018 Mälby	2,0	13 000	16 000	20 000	30 000		
2019 Nördkapp	2,5	12 000	15 000	19 000	29 000		
2020 Porsanger	1,5	30 000	33 000	37 000	49 000		
2021 Kärjuk	-1,5	57 000	57 000	69 000	77 000		
2022 Lebesby	1,5	25 000	28 000	31 000	44 000		
2023 Golvik	1,5	17 000	20 000	24 000	34 000		
2024 Beredö	1,5	18 000	24 000	28 000	35 000		
2025 Tana	0,5	30 000	33 000	38 000	48 000		
2027 Nesseby	1,0	30 000	35 000	43 000	49 000		
2028 Ötsfjord	1,0	18 000	26 000	28 000	36 000		
2030 Sörvanger	0,5	31 000	35 000	41 000	50 000		

Det klimatiska grunnetaget för kommuntabellen är den statistiska undersökelsen av dimensionerande frostmängder ved 69 värstasjoner, og årsmiddeltemperatur og normal frostmengde ved 360 värstasjoner i perioden 1931–60.

- $\bar{\theta}_m$  : årsmiddeltemperatur
- $F_2$  : frostmengden overskrides 1 gang i 2-års perioden
- $F_5$  : frostmengden overskrides 1 gang i 5-års perioden
- $F_{10}$  : frostmengden overskrides 1 gang i 10-års perioden
- $F_{100}$  : frostmengden overskrides 1 gang i 100-års perioden

# SYMBOLER OG FORKORTELSER

a	materialkoeffisient	–
a	fåremomentets lengde parallelt med kjørebane	m
A	areal	m <sup>2</sup> , ha
Ab	asfaltbetong	–
Ag	Asfaltert grus	–
Agb	asfaltgrusbetong	–
Alg	asfaltløsningsgrus	–
Ap	asfaltert pukk	–
As	asfaltert sand	–
b	bredde	m
b	forlengelseslengde	m
b <sub>kj</sub>	største kjørebane (tunnel)	m
B	betongdekke	–
B	bitumen	–
BI	bærelagsindeks	–
BI <sub>k</sub>	bærelagsindeks, krav	–
BL	bitumenløsning	–
c	forlengelseslengde	m
c	midlere antall aksler pr. tungt kjøretøy	–
C	avrenningsfaktor	–
Cg	sementstabilisert grus	–
Cp	sementstabilisert pukk	–
C <sub>n</sub>	graderingstall, d <sub>60</sub> /d <sub>10</sub>	–
d	korndiameter, kornstørrelse	μm, mm
d <sub>x</sub>	den kornstørrelse som x% av materialet er mindre enn	μm, mm
d	diameter	μm, mm
d	indre diameter	mm, m
d	forankringslengde	m
D	ytre diameter	mm, m
DI	dekkeindeks	–
DI <sub>k</sub>	dekkeindeks, krav	–
Do	dobbel overflatebehandling med pukk	–
Dog	dobbel overflatebehandling med grus	–
E <sub>1</sub> , E <sub>2</sub>	elastisitetsmodul ved første og annen gangs belastning	MN/m <sup>2</sup>
Eo	enkel overflatebehandling med pukk	–
Eog	enkel overflatebehandling med grus	–
f	kjørefeltfaktor	–
f	flisighetstall	m
F	frostmengde	h°C

SYMBOLER OG FORKORTELSER

$F_2, F_5, F_{10}$	frostmengde som statistisk sett overskrides én gang i 2, 5, 10, 100 års-perioden	h°C
$F_{100}$	midlere frostmengde i tunnelluften	h°C
$F_{2t}$	den største differanse mellom kravet til indeksverdi og den beregnete indeksverdi for eksisterende veg	-
$F_{diff}$		
FM	finhetsmodul	
$F_p$	forkilt pukk	-
g	tyngdens akselerasjon	m/s <sup>2</sup>
G	undergrunn	
G	grusdekke	-
GUP	glassfiberarmert polyester	-
h	høyde, tykkelse, signifikant bølgehøyde	mm, cm, m
h	vanndybde	m
$h_d$	dybde på fundament	m
$h_e$	ekvivalent høyde	cm
$h_e$	effektiv skjermhøyde	m
$h_e$	høyde på ledevoll og fangdam	m
$h_f$	friksjonstap	m
$h_f$	fyllingshøyde	m
$h_f$	tykkelse på frostsikringslag	cm
$h_g$	grøftedybde	m
$h_i$	innløpstap	m
$h_s$	snødybde	m
$h_{skred}$	snødybde i skredet	m
$h_v$	hastighetsenergi	m
$h_1$	vanndybde utenfor kulvert, innløp	m
$h_2$	forskjell i vannstand ved inn- og utløp av kulvert	m
$h_2, h_5, h_{10}$	tykkelse av frostsikringslag tilsvarende en frostmengde som statistisk sett overskrides en gang i 2, 5, 10, 100 års-perioden	cm
$h_{100}$		
H	høyde	m
H	høyre side	-
HHV	høyeste høyvann	-
H1..H10	Omvandlingsgrad for torv etter von Posts skala	-
$i_m$	midlere nedbørsintensitet	1/(s ha)
$i_{m2}, i_{m5}$	midlere nedbørsintensitet ved returperiode 2 og 5 år	1/(s.ha)
I	helning, fall	‰, ‰
$I_p$	plastisitetsindeks	‰
k	korreksjonsfaktor	-
k	underlagsstivhet (k-modul)	N/mm <sup>3</sup>
$k_1$	innløpskoeffisient (kulvert)	-
K	knust steinmateriale	-
Ks	kamstål	-



SYMBOLER OG FORKORTELSER

l	lengde	mm, cm, m
l	horisontal avstand til kjørebane kant til faremoment	m
L	luftgjennomgangstall	
m	masse	kg
M	Mannings tall	$m^{1/3}/s$
M	middelsherdnende	–
n	antall	–
n	dimensjoneringsperiode	år
n	returperiode	år,
N	sum ekvivalente 10 tonns aksler pr. kjørefelt i dimensjoneringsperioden	–
N	naturlig forekommende steinmateriale	–
NK	blanding av naturlige knuste steinmaterialer	–
Og	oljegrus	–
p	årlig trafikkvekst	%
p	trykk	$kN/m^2$
$p_h$	horisontalt trykk	$kN/m^2$
$p_i$	øvre lastegrense i aksellastgruppe «i»	tonn
P	last	tonn, kN
P	våt periferi	m
Pp	penetrert puk	–
PE	polyetylen	–
PHE	polyetylen, hård	–
PMcc	Pensky Martens closed cup	–
PVC	polyvinylklorid	–
Q	vannføring, avrenning	$l/s, m^3/s$
R	radius	m
R	rasktherdnende	–
RP	rapid sement	–
s	sprøhetstall	–
SCI	Surface Curvature Index	–
SI	styrkeindeks	–
$SI_k$	styrkeindeks, krav	–
Sp	Sementbunden puk	–
SP	standard Portland sement	
St	stål	
Sta	støpeasfalt	
$S_u$	udrenert skjærfasthet	$kN/m^2$
t	tett gradering	–
$t_c$	konsentrasjonstid	min.
$tam^3$	teoretisk anbrakte $m^3$	$m^3$
TOP	Topeka	–
T.F.O.T.	Thin Film Oven Test	–

## SYMBOLER OG FORKORTELSER

T1	ikke telefarlig materiale	–
T2	litt telefarlig materiale	–
T3	middels telefarlig materiale	–
T4	meget telefarlig materiale	–
v	vannhastighet, hastighet på snøskred	m/s
v/c	masseforholdet mellom avnn og sement	–
vam <sup>3</sup>	virkelig anbrakte m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
vlm <sup>3</sup>	virkelig løse m <sup>3</sup>	m <sup>3</sup>
V	holdet	m
V	venstre	–
Vm	velgraderte materialer	–
VO	vegolje	–
w <sub>f</sub>	finhetstall	–
w <sub>L</sub>	flytegrense	%
w <sub>P</sub>	plastisitetsgrense	%
x	antall lastgrupper	–
å	åpen gradering	–
ÅDT	årsdøgntrafikk	–
ÅDT-T	årsdøgntrafikk tunge kjøretøyer med total masse ≥ 3,5 tonn	–
α	vinkel	–
δ	midlere nedbøyning	mm
δ <sub>dim</sub>	dimensjonerende nedbøyning	mm
θ <sub>m</sub>	midlere årsmiddeltemperatur (luft)	°C
ρ	densitet	kg/m <sup>3</sup> , t/m <sup>3</sup>
ρ <sub>d</sub>	densitet, tørt materiale	kg/dm <sup>3</sup> , kg/m <sup>3</sup>
ρ <sub>S</sub>	densitet, fast materiale	kg/dm <sup>3</sup> , kg/m <sup>3</sup>
ρ <sub>v</sub>	densitet av vann	kg/m <sup>3</sup>
σ	trykkfasthet	kN/mm <sup>2</sup> , kN/m <sup>2</sup>
σ	standardavvik	–
σ <sub>5</sub>	trykkfasthet ved 5 % deformasjon	kN/m <sup>2</sup>

# TERMINOLOGI

Ord i kursiv er oppslagsord

## abrasjonsverdi

Uttrykk for et *steinmateriale*s slitestyrke. Uttrykkes som volumtap i cm<sup>3</sup> ved et bestemt slitasjearbeid på et standardisert prøvestykke.

## aksellast

Den totale last på et kjøretøys aksel.

## akseltrykk

Se *aksellast*.

## amin

Fellesbetegnelse for alle stoffer som inneholder aminogruppen – NH<sub>2</sub>. Her brukes betegnelsen amin bare om de aminer som virker vedheftningsfremmende mellom *steinmateriale* og binde-middel.

## asfalt

En ensartet blanding av *steinmateriale* og *bitumen*.

## asfaltbetong (Ab)

En ensartet blanding av tørket oppvarmet *steinmateriale*, evt. med tilsetning av *filler*, og oppvarmet *bitumen* B 180 eller hardere.

## asfaltert grus (Ag)

En ensartet blanding av tørket, oppvarmet *steinmateriale* (*grus*) og oppvarmet *bitumen* B 60 – B 180.

## asfaltgrusbetong (Agb)

En ensartet blanding av tørket, oppvarmet *steinmateriale*, evt. med tilsetning av *filler* og oppvarmet *bitumen* B 180 eller mykere. Asfaltgrusbetong adskiller seg fra *asfaltbetong* ved at det stilles mindre strenge krav til *steinmateriale*-ne og ved at det brukes et mykere binde-middel.

## asfaltløsningsgrus (Alg)

En blanding av naturfuktig eller delvis tørket *sams*, *knust grus* og oppvarmet *bitumenløsning* tilsatt *amin*.

## asfaltert sand (As)

En ensartet blanding av tørket, oppvarmet *steinmateriale* (*fin sand*) og oppvarmet *bitumen* B 60 – B 180.

## asfaltoverbygning, total

*Overbygning* som i sin helhet består av asfalterte materialer normalt lagt direkte på undergrunnen.

## avløpsledning

Tette rør som fører vann fra samle-kummer for dreisvann, overflatevann og spillvann til avløp.

## avrenningsfaktor (C)

Uttrykk for den del av den totale nedbørsmengde i et område som renner bort som overflatevann.

## avvanningssystem

Sammenhengende kjede av avvanningskonstruksjoner for oppsamling og vekkledning av vann fra vegområdet.

## avvanningssystem, kombinert

*Avvanningssystem* hvor overflatevann og dreisvann føres i felles *avløpsledninger*.

## avvanningssystem, separat

*Avvanningssystem* hvor overflatevann og dreisvann føres i atskilte *avløpsledninger*.

## bindlag

Det første asfaltlag som legges over *bærelaget*, se skisse.

## bitumen

Fellesbetegnelse for faste eller flytende hydrokarboner. Naturlig forekommende eller fremstilt ved raffinering av jordolje. Brukes bl.a. som binde-middel ved fremstilling av asfaltmasse.

## TERMINOLOGI

### **bitumenemulsjon**

*Bitumen* som er emulgert i vann. Brukes bl.a. som bindemiddel ved fremstilling av asfaltmasse.

### **bitumenløsning**

*Bitumen* som forbigående er gjort flytende ved tilsetning av lettere oljer. Brukes bl.a. som bindemiddel ved fremstilling av asfaltmasse.

### **Benkelmanbjelke**

En ca. 4 m lang bjelke til måling av nedbøyningen på et *vegdekke*. Gir uttrykk for en vegg *bæreevne*.

### **bremsekjegle**

Kjeglere av løsmasser som reduserer snøskredets hastighet.

### **bæreevne**

For veger den *aksellast* vegen kan ta vurdert på grunnlag av nedbøyningsmåling på et tilfeldig tidspunkt. Fordi nedbøyningen vil variere sterkt gjennom året benyttes i praksis *helårsbæreevne* og *sommerbæreevne* for gjennomføring av aksellastpolitikken.

### **bæreevnegrupper**

Bæreevnemessig inndeling av undergrunnen i grupper fra I til VI for dimensjoneringsformål.

### **bærelag**

Det øverste lag under *vegdekket*. Deles ofte i nedre og øvre bærelag, se skisse.

### **bærelagsgrus**

Se materialer velgraderte.

### **bærelagsindeks**

Sum av *ekvivalentverdier* for alle lag regnet fra vegens overflate og nedover til det første lag i konstruksjonen med en *materialkoeffisient* < 1,25.

### **bølgelengde, signifikant**

Den gjennomsnittlige høyde av den høyeste tredjepart av minst 200 etterfølgende bølger.

### **CBR-verdi**

Den belastning som ved et CBR-forsøk gir en nedsynkning på 0,1" i løpet av 2 minutter, uttrykt i % av en standardisert belastning som gir den samme inn-synkning i et standardmateriale. (CBR = California Bearing Ratio.)

### **cut-back asfalt**

Bruk heller *bitumenløsning*

### **dekkeindeks**

Sum av *ekvivalentverdier* for alle lag regnet fra vegens overflate og nedover til det første lag i konstruksjonen med en *materialkoeffisient* < 2,5.

### **densitet**

Masse pr. volumenhet.

### **drensgrøft, lukket**

Drensgrøft fylt med filtermateriale og eventuelt med drenerør for samling og bortledning av drenevann.

### **driftsikring**

Sikringstiltak som er nødvendige for anleggsdriften (sikringsrensk, bolting, *sprøytebetong*, *sikringsstøp* etc.).

### **driftskontroll**

Kontroll av den løpende produksjon på et veganlegg.

### **driving**

Arbeidsoperasjon som omfatter boring, lading og sprengning av en tunnel.

### **Dynaflect**

Utstyr for måling av nedbøyningen og krumningen på et *vegdekke* ved at vegen under dynamisk belastning settes i svingninger på 8 Hz. Gir uttrykk for en vegg *bæreevne*. Nedbøyningen  $\times$  20 til-

svarer omtrent nedbøyningen målt med *Benkelmanbjelke*.

### **dypdrenering**

Fellesbetegnelse på dreneringsmetode som tar sikte på å føre overskuddsvann fra vegens underbygning eller undergrunn ut til terrengoverflaten eller ned til drenerende lag.

### **dypsprengning**

Løssprengning av fjell til bestemt nivå under teoretisk *traubunn*.

### **ekvivalentverdi**

Et lags *materialkoeffisient* multiplisert med lagtykkelsen.

### **emulsjon**

Væske hvor ikke blandbare stoffer holdes oppslemmet i en finfordelt tilstand, som regel ved hjelp av små mengder tilsetningsstoff (emulgator). Etter brytningstiden skilles mellom stabile og labile.

### **erosjon**

Utgraving (slitasje) forårsaket av naturen.

### **E-verdi (elastisitettsverdi)**

Forholdet mellom belastning og elastisk deformasjon. Bestemmes bl.a. ved *platebelastningsforsøk*.

### **fallprøve**

Normert prøvemethode til undersøkelse av et *steinmateriales kornform* og motstandsdyktighet mot mekaniske påvirkninger ved bestemmelse av *flisighetstall* og *sprøhetstall*.

### **fart, dimensjonerende**

Den fart som legges til grunn for vegens geometriske utforming.

### **fiberduk**

Filtet eller vevet tekstilmateriale, vanligvis laget av syntetiske fibre.

### **filler**

*steinmateriale* med *kornstørrelse*  $< 0,075$  mm. Handelsvaren filler skal ha en gradering innenfor nærmere angitte grenseverdier, blant annet kreves at minst 80% er  $< 0,075$  mm.

### **filterlag**

Lag av filtermateriale, normalt nederte lag i *overbygningen* mellom *planum* og *forsterkningslaget*, se skisse.

### **filterkriterium**

Forholdstall mellom *kornstørrelser* ved bestemte punkter i to *kornkurver* som må være oppfylt for at materialene ikke skal trenge inn i hverandre.

### **finpukk**

Knust *steinmateriale* med *sortering* innenfor området 4–22 mm, f.eks. 11–16 mm.

### **fjelloverflate, rensk av**

Rengjøring av avdekket fjell før sprengning. Angis med forskjellige nøyaktighetskrav.

### **flakskred**

Skred utløst i faste snømasser og med markert bruddkant.

### **flammepunkt**

Den laveste temperatur en brennbar væske har når dampen fra væsken antennes av åpen flamme.

### **flisighetstall (f)**

Karakteristikk av forholdet mellom et korns bredde og tykkelse bestemt ved en standardisert prøvingsmetode (*fallprøve*).

### **flyt**

Uttrykk for et asfaltmateriales stabilitetsegenskaper. Et mål (mm) for den deformasjon et standardisert prøvestykke får før maksimal deformasjonsmotstand oppnås under spesielle forsøksbetingelser (*Marshall-prøve*).

## TERMINOLOGI

### flytegrense ( $w_L$ )

Det vanninnhold i prosent av tørrstoffmengden hvor en jordart går over fra plastisk til flytende tilstand. Bestemmes med Casagrandes flytegrenseapparat.

### forkiling

Tetting av pukklag i overflaten med *pukk* av finere gradering.

### forsegling

*Overflatebehandling* med bruk av mindre enn  $0,5 \text{ kg/m}^3$  bindemiddel, og med spredning av *sand* eller asfalterte materialer.

### forskjæring

Den nødvendige åpne skjæring for *tunnelpåhugget*.

### forsterkningslag

Lag i vegens *overbygning*, se skisse.

### forvitring

Gradvis nedbrytning av materialer utsatt for klimapåkjenninger og kjemiske stoffer.

### fraksjon

se *kornfraksjon*

### friksjonsjordart

Grovkornige jordarter (*sand* og *grovere*) der størstedelen av jordartens skjærstyrke skyldes friksjon.

### friksjonskoeffisient

Ubenevnt tall som angir friksjonsforholdet mellom to bestemte materialer.

### frostakkumulerende lag

*Frostsikringslag* hvor frostnedtrengningen bremses pga. utfrysing av vann i et materiale med høyt vanninnhold, f.eks. bark.

### frostmengde

Produktet av antall døgn i et år med temperatur lavere enn  $0^\circ\text{C}$  og den gjen-

nomsnittlige temperatur i denne tiden. Uttrykkes ofte i  $h^\circ\text{C}$  eller døgn  $^\circ\text{C}$ .

### frostsikringslag

Den del av overbygningen som er beregnet på, helt eller delvis, å hindre frosten i å trenge ned i telefarlig undergrunn eller underbygning.

### fylling, lett

Vegfylling som pga. stabilitets- eller setningsforhold bygges opp av materialer som er vesentlig lettere enn vanlige fyllmasser (ofte  $0,02$  til  $0,1 \text{ t/m}^3$  mot vanlig ca  $2 \text{ t/m}^3$ ).

### fyllingsshøyde

Høydeforskjell mellom vegkant og fyllingsfot.

### gabion

se *trådkurver*.

### graderingstall ( $C_u$ )

Forholdet mellom *kornstørrelsene*, normalt ved 60% og 10% gjennomgang i en *kornkurve*.

### gravitasjonsmur

*Støttemur* som oppnår nødvendig stabilitet mot *jordtrykk* og andre påkjenninger ved sin egen masse.

### grensekurver

Begrensningskurver for normalt tillatte korngraderinger.

### grunnsprengning

Løssprengning av fjell til teoretisk *traubunn*.

### grunnvann

Fritt bevegelig vann som finnes i grunnen, fra det nivå alle porer og sprekker er fylt med vann.

### grus

Naturlig forekommende *steinmateriale* hvor grusfraksjonen (2–60 mm) er den dominerende.

**grus, sams**

Naturlig forekommende *steinmateriale* hvor materiale over 120 mm er fjernet.

**grus, sams knust**

Naturlig forekommende *steinmateriale* i blanding med nedknuste *overstørrelser*.

**grusveg**

Veg med *slitelag* av *grus*.

**hardhet**

1. Beskrivelse av et *bitumens* konsistens, bestemt ved penetrasjonsmåling.
2. Uttrykk for en *støpeasfalts stabilitet*, målt i mm for inntrykk i prøvestykke med belastet standardstempel.

**helårsbæreevne**

Den *største aksellast* en veg kan utsettes for på helårsbasis og i en årrekke (dimensjoneringsperioden) uten at vegens kjørbarhet ved normalt vedlikehold faller under en nedre akseptabel grense. *Bæreevnen i teletøsningen* er vanligvis utslagsgivende. Bestemmes på grunnlag av oppgraving (*indeksmetoden*) eller ved nedbøyningsmåling gjennom flere teletøsningsperioder. Se også *sommerbæreevne*.

**hulrom**

I asfaltdekke betegnelsen på de mellomrom mellom mineralkornene som ikke er fylt med bindemiddel (vanligvis målt i prøver av ferdig dekke). Hulrommet angis i prosent av totalt volum.

**humus**

Finfordelte, delvis nedbrutte plante- og dyrerester i jord- og *steinmaterialer*.

**hvelv**

Innebygde tak og vegger i tunnel, enten frittstående, forankrede eller kontaktstøpte. Kfr. *kontakthvelv*.

**hvelv, frittstående**

*Hvelv* som ikke støpes i kontakt med tunneltaket.

**hydrometeranalyse**

Se *stemmeanalyse*

**impregnering**

Bruk av bindemiddel som trenger ned i og stabiliserer et mekanisk stabilisert underlag, og sikrer en god forankring mellom dette og *vegdekke*.

**indeksmetoden**

Metode for å styrkeberegne en *vegkonstruksjon*. Materialene i undergrunnen klassifiseres i *bæreevnegrupper* etter den *bæreevne* de forskjellige materialtyper har og materialene i *overbygningen* etter lastfordelende evne, uttrykt ved *materialkoeffisienter*.

**innløpskum**

Kum med innløp for overfaltevann gjennom *rist* og/eller sluk til *avløpsledning*.

**inspeksjonskum**

Kum som gir atkomst til å inspisere, kontrollere og vedlikeholde ledninger i grunnen.

**instabilitet**

Uttrykk for materialers manglende motstandsevne mot deformasjoner på grunn av dynamiske og/eller statiske belastninger.

**iskjøving**

Utfrysing av fritt tilstrømmende vann.

**jevnhet**

Uttrykk for hvor mye en overflate avviker fra en plan flate. Måles vanligvis med *rettholt*.

**jord, armert**

Forsterkning av jordfyllinger ved at det legges bånd/stenger av metall i fyllingen.

## TERMINOLOGI

### **jordart, kohesiv**

Finkornige jordarter (silt/leire) der den vesentlige del av skjærstyrken skyldes kohesjon i massene.

### **jordart, telefarlig**

Jordart som under frysing har evnen til å trekke opp vann kapillært til frostsone.

### **jordmasser**

Løsmasser som består av naturlig forekommende løsavleiringer fra *leire* til og med grusfraksjonen.

### **kalkstabilisering**

Innblanding av brent kalk eller hydrat-kalk i kohesive jordarter for å oppnå økt bæreevne.

### **kjørebane**

Den del av vegen som består av ett eller flere kjørefelt som ligger inntil hverandre og i samme plan, se skisse.

### **klebing**

Bruk av bituminøst bindemiddel for å feste et bituminøst *vegdekke* til et eldre, fast dekke.

### **komprimeringsgrad (asfalt)**

Forholdet mellom dekkets *densitet*  $\rho_d$  og *densitet*  $\rho_a$  ved komprimering av massen etter *Marshall-metoden*.

### **komprimeringsgrad (steinmateriale)**

Et materiales tørre densitet uttrykt i prosent av den densitet en standard komprimeringsutførelse, f.eks. *standard Proctor*, gir.

### **kontakthvelv**

*Hvelv* som støpes i kontakt med tak og vegger i en tunnel.

### **konturspregning**

Sprengningsmetode for å oppnå en bestemt kontur i skjæringssskråningen.

### **kornform**

Karakteristikk av et steinkorns form (som rundt, kubisk, langstrakt eller flisig) etter forholdet bredde/tykkelse og forholdet lengde/tykkelse.

### **kornfraksjon**

Del av *steinmateriale* hvor *kornstørrelser* i sin helhet ligger innenfor to bestemte yttergrenser. Den betegnes med disse to yttergrenser (laboratoriebegrep). Se også *sortering*.

### **kornkurve**

Grafisk fremstilling av sammensetningen i et *steinmateriale* etter *kornstørrelser*. (Se *siktekurve*).

### **kornstørrelse**

Angis ved minste fri maskevidde i et *maskesikt* som kornet kan passere ved *sikting*.  $d_x$  angir *kornstørrelsen* ved  $x\%$  gjennomgang. Se *kornstørrelse*, *nominell* og *kornstørrelse*, *maksimal*.

### **kornstørrelse, maksimal**

*Maskevidden* i det minste *sikt* som 100% av *steinmaterialet* passerer. Se *kornstørrelse*.

### **kornstørrelse, nominell**

*Kornstørrelse* angitt som grense for en *sortering*. *Over-* og *understørrelse* aksepteres innen visse grenser.

### **krakelering**

Uregelmessig sprekke dannelse i form av et rutemønster i overflaten av veg med fast dekke.

### **kult**

Knuste *steinmaterialer* med øvre *nominelle kornstørrelse* i området 80 til 300 mm, f.eks. 0–120 mm.

### **kulvert**

Vanngjennomløp på tvers av vegen med overliggende fylling og åpent inn- og utløp.



**ledevoll**

Voll som anlegges for å endre snøskredets retning.

**leire**

Kohesjonsjordart med over 30 masseprosent materiale med *kornstørrelse* i leirfraksjonen (mindre enn 0,002 mm).

**leire, overkonsolidert**

*Leire* som tidligere har hatt større belastning.

**lettklinker**

Produseres ved oppvarming av leire i roterovn ved ca 1200°C.

**løsnøskred**

Skred utløst i snø med liten kohesjon.

**makadam**

Bruk heller *pukk*.

**Marshall-prøve**

Standardisert laboratoriemetode for stabilitetsvurdering av bituminøse masser.

**maskesikt**

Sikt av trådduk med like store, kvadratiske åpninger mellom trådene.

**maskevidde**

Den frie avstand mellom trådene i et *maskesikt* eller langmaskesikt.

**maskinkult**

Se *kult*.

**massetak**

*Sidetak* hvor det tas ut masser til underbygningen.

**materialer velgraderte (Vm)**

Bærelagsmateriale av naturgrus eller knust fjell som fyller spesielle krav m.h.t. *korngradering*, *kornform* og mekanisk styrke.

**materialer, mekanisk stabiliserte**

Bærelagsmateriale hvor bæreevnen er oppnådd ved mekanisk påvirkning uten tilsetning av stabiliserende midler som *asfalt*, sement e.l.

**materialkoeffisient**

Tallmessig uttrykk for et overbygningmateriales evne til lastspredning (i Norge i forhold til forsterkningslagsgrus som er gitt koeffisient = 1,0).

**materialtak**

*Sidetak* hvor det tas ut masser til overbygningen.

**membranisolering**

Vannsikringsmetode som går ut på å legge et vanntett sjikt for å hindre vanngjennomgang.

**midtdeler**

Skille mellom kjørebaner med trafikk i motsatte kjøreretninger.

**morene**

Naturlig forekommende *steinmateriale* som er transportert og avsatt direkte av en bre. M. er gjerne usortert, dvs. at alle *kornstørrelser* kan være til stede.

**motfylling**

Opplag av masse for å sikre *stabilitet* i et område.

**mykningspunkt**

Den temperatur ved hvilken en stålku-  
le av bestemt masse gir en viss defor-  
mering av et spesifisert bituminøst bin-  
demiddelsjikt.

**oljegrus (Og)**

Blanding av naturfuktig eller delvis tørket *sams*, *knust grus*, og oppvarmet *vegolje* tilsatt *vedheftningsmiddel*.

**overbygning**

se *skisse*.

## TERMINOLOGI

### overflatebehandling

Spredning av flytende bindemiddel på vegen med etterfølgende spredning av *pukk* eller *grus*. Ved dobbel overflatebehandling utføres spredning av bindemiddel og *pukk/grus* to ganger. Ved bruk av grus kalles dekket også for *Ottadekke*.

### overheng

Fjell som henger ut over grøft eller vegkropp.

### overstørrelse

De korn i en *sortering* som er større enn *øvre nominelle kornstørrelse*. Mengden angis i masseprosent.

### overvannsledning

Tette rør som fører overflatevann fra *samlekummer* til naturlig avløp.

### Ottadekke

Se *overflatebehandling*.

### pall

Naturlig eller utsprengt avsats i fjell.

### pallhøyde

Høyden av den *pall* som skal sprenges i en operasjon.

### penetrasjon

Penetrasjonen bestemmes ved den dybde en bestemt nål synker ned i et stoff ved bestemt belastning, temperatur og tid. Nedtrengningen angis med et penetrasjonstall uttrykt i 1/10 mm.

### penetrasjonsdekke

Penetrert *pukk* (Pp) som en forkilet ved nedvalsing av ubehandlet eller asfaltert *steinmateriale*.

### penetrasjonsindeks

Et uttrykk for bindemidlets temperaturfølsomhet.

### permeabilitet (k)

Uttrykk for evne til vanngjennomtrengelighet. Angis i cm/s.

### planum

Overflate av underbygningen.

### plastisitetsgrense ( $w_p$ )

Laveste vanninnhold i prosent av tørrstoffmengden hvor en jordart i omrørt tilstand er plastisk. Bestemmes ved utrulling av jordarten til en 3 mm tykk tråd.

### plastisitetsindeks ( $I_p$ )

Differansen mellom *flytegrense* og *plastisitetsgrense*.

### platebelastningsforsøk

Metode til bestemmelse av sammenhengen mellom trykk og elastisk deformasjon på et lag i en *vegkonstruksjon*. Brukes til måling av en vegs bæreevne og kontroll av *komprimeringsgraden*.

### polystyren ekspandert

Polysterenkorn som ved hjelp av damp ekspanderes til plater av forskjellig størrelse.

### polystyren, ekstrudert

Smeltet polystyren under høyt trykk ekstruderes gjennom en dyse til ønsket platetykkelse.

### poretall (e)

Forholdet mellom jordmassens totale *porevolum* og jordpartikkelens sammenlagte faste volum.

### porøsitet (n)

Forholdet mellom volumet av luft og vann i en jordartsprøve og prøvens totalvolum. Uttrykkes normalt i %.

### presplitt

Spesiell form for *kontursprengning* for å oppnå mest mulig plane skjæringskråninger.

**Proctor, modifisert**

Metode for bestemmelse av forholdet mellom *vanninnhold* og *tørr densitet* for jordarter som komprimeres i en standardisert form med en 10 pund stamper med 45 cm fri fallhøyde.

**Proctor, standard**

Metode for bestemmelse av forholdet mellom *vanninnhold* og *tørr densitet* for jordarter som komprimeres i en standardisert form med en 5,5 pund stamper med 30 cm fri fallhøyde.

**profilsprengning**

Se *kontursprengning*.

**pukk**

Knust *steinmateriale* med *sortering* innenfor området 4–80 mm, f.eks. 32–63 mm.

**pukk, asfaltert (Ap)**

En ensartet blanding av tørket, oppvarmet *steinmateriale* hvor den overveiende del er *pukk* (stein > 4 mm) og oppvarmet *bitumen* B 85 – B 370.

**pukk, forkilt (Fp)**

Bærelagsmateriale av *pukk* som er forkilt med finpukk for å gi laget økt *stabilitet*.

**pukk, penetrert (Pp)**

Pukk lag som er penetrert med *bitumen* og forkilt i toppen ved nedvalsing av kilstein eller asfalterte materialer.

**pukk, sams**

Knust *steinmateriale* hvor materiale over 80 mm er fjernet.

**pukk, sandfylt (Sp)**

Bærelag av *pukk* hvor *hulrommene* er fylt med *sand* for å gi laget økt *stabilitet*.

**pukk, sementbunden**

Bærelag av *pukk* hvor *hulrommene* er fylt med sementmørtel.

**påhugg**

Den første salve for en fjellskjæring eller for en tunnel (*tunnelpåhugg*).

**rettholt**

3-5 m langt bord for kontroll av overflaters jevnhet.

**romvekt**

Se *densitet*.

**samlekum**

Kum for samling og videreføring av vann fra drensledninger og/eller lukkede ledninger.

**sand**

Naturlig forekommende *steinmateriale* hvor sandfraksjonen (0,06–2,0 mm) er den dominerende.

**sandasfalt**

En ensartet blanding av tørket, oppvarmet *steinmateriale* med max. 4 mm kornstørrelse med tilsetning av *filler* og oppvarmet *bitumen*.

**sanddren, horisontale**

Horisontale lag av permeabel *sand* i vegens underbygning for drenering av tilstøtende fyllingsmasser.

**sanddren, vertikale**

Vertikale søyler av permeabel *sand* i vegens underbygning og/eller undergrunn.

**separasjon**

Utsiktet atskillelse av finere og grovere korn i et *steinmateriale* som gjør at dette blir mindre homogent.

**separasjon**

Utsiktet atskillelse av finere og grovere korn i en materialblanding som gjør at denne blir mindre homogen.

**sidegrøft, dyp**

Åpen grøft langs vegkanten for samling

## TERMINOLOGI

og bortledning av overflatevann og drensvann.

### sidegrøft, grunn

Åpen grøft langs vegkanten for samling bortledning av overflatevann.

### sidetak

Sted utenfor vegområdet hvor det tas ut masser til vegkroppen. Se *massetak* og *materialtak*.

### sikring, midlertidig

Se *driftssikring*.

### sikring, permanent

Sikring som må utføres for at vegen gjennom tunnel eller skjæring skal kunne trafikkeres med tilfredsstillende sikkerhet.

### sikringsstøp

Utstøping av betong mot løst fjell.

### sikteanalyse

Metode til bestemmelse av *kornkurven* ved sikting gjennom duk med kvadratiske masker.

### siktekurve

*Kornkurve* bestemt ved *sikteanalyse*.

### silt

Mellomjordart hvor siltfraksjonen (0,002–0,06 mm) er den dominerende.

### singel

Naturlig forekommende *steinmateriale* med *sortering* innenfor området 4–80 mm, f.eks. 16–53 mm.

### skulder

Kjørbart felt som ligger inntil kjørebanelen, se skisse.

### slamforsegling

Førsegling med en masse av naturlige eller knuste, finkornige *steinmaterialer*

og *bitumenemulsjon* tilsatt stabilisator og evt. rent vann.

### slemmeanalyse

Metode til bestemmelse av *kornkurven* under 0,075 mm *kornstørrelse*.

### slitelag

Det øverste laget i et *vegdekke* beregnet på å kunne oppta trafikk- og klimapåkjenninger, se skisse.

### snøskjerm

Skjerm av tre, metall eller plast med ca. 50% åpninger laget for å stanse eller lede drivsnø.

### sommerbæreevne

Den største *aksellast*, ofte høyere enn *helårsbæreevnen*, som en veg kan utsettes for utenom *teleløsningsperioden* og i en årrekke (dimensjoneringsperioden) uten at vegens kjørebarehet ved normalt vedlikehold faller under en nedre akseptabel grense.

### sortering

Siktet *steinmateriale* angitt ved nedre og øvre *nominelle kornstørrelse*.

### sprøhetstall

Karakteristikk av et *steinmateriale*s evne til å tåle slagpåkjenninger bestemt ved en standardisert prøvingsmetode (*fallprøve*).

### sprøytebetong

Betongstøpning med spesialutrustning for sprøyting av betongblanding på en flate.

### stabilitet

Materialers evne til å motså forskyvninger og setninger ved dynamiske og/eller statiske belastninger. Uttrykkes ved *E-verdi*, *CBR-verdi*, *Marshall-verdi* (se *Marshallprøve*) etc.

**stavsikt**

Sikt med parallelle stenger i lik avstand.

**steinmasser**

Løsmasser av naturlig forekommende stein og blokk, samt sprengt fjell med forskjellig *stykkfall*.

**steinmateriale**

Fellesbetegnelse for naturlig oppdelt eller maskinelt knust bergartsmateriale (som brukes ved vegbygging).

**steinmel**

Knust steinmateriale med øvre nominelle kornstørrelse  $\leq 4$  mm.

**stempelinntrykk**

Se *hardhet*.

**stikkprøvekontroll**

Byggherrens kontroll av den løpende produksjon på et veganlegg som utføres ved entreprenør, i omfang vesentlig mindre enn *driftskontrollen*.

**stikkrenne**

*Kulvert* med max. 1 m fri åpning.

**strossing**

Sprengning for å utvide tverrsnittet i en tunnel eller *fjellskjæring*.

**stykkfall, fragmentering**

Uttrykk for steinstørrelse i utsprengte fjellmasser. Se også *sortering*.

**styrkeindeks**

Summen av ekvivalentverdiene for alle lag i en vegoverbygning ned til undergrunnen.

**støpeasfalt (Sta)**

En ensartet blanding av tørket, oppvarmet *steinmateriale* med høyt fillerinnhold og oppvarmet bindemiddel B 85 eller hardere. Materialene er slik sam-

mensatt at blandingen blir praktisk talt hulromfri uten komprimering.

**subbus**

Sikterest fra sprengte og/eller knuste *steinmaterialer* etter at de ønskede *kornfraksjoner* er tatt ut.

**telebrudd**

Brudd i *vegdekket* hvor *telearlig* materiale fra underlaget trenger opp.

**telearlig jordart**

Se *jordart*, *telearlig*.

**telearlighetsgrad**

En jordarts telearlighet, i Norge angitt etter en skala fra T1 (ikke telearlig) til T4 (meget telearlig).

**telehiving (telehiv)**

Løfting som følge av frost i underliggende *telearlige jordarter*.

**teleløsning**

Den periode hvor telen går ut av vegkroppen og hvor *bæreevnen* er på sitt laveste.

**telerestriksjoner**

Last- eller kjøreestriksjoner i teleløsningstiden.

**teleskader**

Skader på vegen pga. *telehiving* og/eller nedsatt *bæreevne* i *overbygningen* pga. smeltevann som ikke har fått avløp i teleløsningsperioden. Se også *telebrudd*.

**terrenggrøft (overvannsgrøft)**

Åpen *grøft* langs vegen utenfor skjæringstoppen eller fyllingsfoten for avskjæring og bortledning av vann.

**tilslagsmaterialer**

Fellesbetegnelse på *steinmaterialer* brukt i asfalt- og betongblandinger.

## TERMINOLOGI

### tilsetningsmaterialer

Fellesbetegnelse for stoffer som tilsettes bindemiddel for å forbedre eller forandre egenskaper ved det ferdige dekket.

### Topeka (Top)

En ensartet blanding av tørket, oppvarmet *steinmateriale* og oppvarmet *bitumen B 85* eller hardere. *Kornkurven* skal ha et tydelig partikkelsprang.

### trafikkbelastning

Sum av ekvivalente 10 t aksler pr. kjørefelt i dimensjoneringsperioden.

### trafikkdeler

Fysisk skille mellom ulike trafikkstrømmer.

### trafikkmengde

Se *årsdøgntrafikk*.

### traubunn

*Planum* i skjæring.

### traubunn, rensk av

Fjerning av løse masser i *traubunn* (såle) etter *grunnsprengning*. Angis med forskjellige nøyaktighetskrav, f.eks. maskinrensk, håndrensk, kilrensk, spyling.

### trådkurver

Kurver av ståltrådnetting.

### tunnelpåhugg

Den første salve for en tunnel.

### understørrelse

Korn som er mindre enn den nedre *nomielle kornstørrelse*, angitt i masseprosent.

### utblokking

Montering av rekkverksskinne minst 120 mm fra rekkverksstolpe.

### utblokkingsbøyle

Bøyle som gir avstand mellom rekkverkstolpe og rekkverksskinne.

### utbøyingsrom

Avstanden fra forkant rekkverksstolpe til avrundet skråningstopp eller hindring.

### vanninnhold

Vanninnholdet i et materiale angitt i masseprosent av tørrstoffmengden.

### vanninnhold, optimalt

Det *vanninnhold* et materiale må ha for å gi størst tørr *densitet* ved et *Proctorforsøk*. Ved praktisk komprimeringsarbeid vil det gunstigste vanninnhold avhenge av komprimeringsutstyret og er som regel forskjellig fra det «optimale».

### vederlag

Overgangen mellom vegg og tak i tunnel.

### vedheftningsmidler

Stoff som tilsatt et bituminøst bindemiddel bedrer vedheftningen til steinmaterialet.

### vegdekke

Den øverste del av *overbygningen*. Består vanligvis av et *slitelag* og et *bindlag*, se skisse.

### vegfylling

Oppfylling på opprinnelig terreng begrenset av fyllingsskråning og vegens *planum*.

### vegkonstruksjon

Alle konstruksjoner som inngår i vegen, dvs. *underbygning*, *overbygning*, samt konstruksjoner av kompletterende karakter som rekkverk, *avvanningssystem* etc.

**vegolje**

Blanding av bitumen, tungolje og petroleum. Vegolje anvendes som bindemiddel i *oljegrus*.

**vegrekkeverk, forspent**

Vegrekkeverk som påføres strekk-krefter.

**vegskjæring**

Utgraving i opprinnelig terreng begrenset i skjæringsskråning og vegens *planum (traubunn)*.

**velgraderte materialer**

Se *materialer, velgraderte*.

**viskositet, dynamisk**

Forholdet mellom spenningen (i væske som flyter eller utsettes for flyt) og hastighetsgradienten (forandring av hastighet pr. lengdeenhet).

**viskositet, kinematisk**

Dynamisk *viskositet* dividert med *densiteten*.

**våtsikting**

Vasking av materialer som inneholder finstoff som kitter *stenmaterialene* sammen. Utføres før *sikteanalyse* foretas for å få en riktig *kornkurve*.

**årsdøgntrafikk (ÅDT)**

Det totale antall kjøretøy som passerer et punkt på en veg i løpet av ett år, dividert med 365.

**årsdøgntrafikk, tunge (ÅDT-T)**

Det totale antall tunge kjøretøy ( $\geq 3,5$  t) som passerer et punkt på en veg i løpet av ett år, dividert med 365.

# STIKKORDREGISTER

- Abrasjonsverdi 223
- Aksellast (akseltrykk) 106
- Aksellastfordeling 461
- Amin vedheftningsmiddel 228
- Armering, betongdekke 271
- Asfaltbetong (Ab) 237
  - bindemiddel 237
  - komprimering 241
  - korngradering 238, 239
  - temperatur 240
  - utlegging 240
- Asfaltert grus, bærelag (Ag) 245
  - bindemiddel 245, 246
  - hulromkrav 247
  - komprimering 247
  - korngradering 246
  - temperatur 247
- Asfaltert pukk, bærelag (Ap) 247
  - bindemiddel 248
  - korngradering 248
  - temperatur 249
- Asfaltert sand, bærelag (As) 245
  - bindemiddel 245, 246
  - hulromkrav 247
  - komprimering 247
  - korngradering 246
  - temperatur 247
- Asfaltgrusbetong (Agb) 241
  - bindemiddel 242
  - korngradering 243
  - steinmateriale 242, 243
- Asfaltløsningsgrus (Alg) 249
  - bindemiddel 249
  - komprimering 252
  - korngradering 250
  - sammensetning 249
  - steinmateriale 250
  - tilsetningsstoffer 251
  - utlegging 252
- Avkjørsler
  - gang - og sykkelveg 417
- Avrenningsfaktor 153
- Avvanningssystem, bymessige strøk og utbygningsområder 168
  - kantstein 168
  - overvannsledning 171
  - sandfang 170
  - sluk og rister 169
- Avvanningssystem, landlige og ubebygde områder
  - overvannsledning 164
  - rist 164
  - sandfang 164
  - sidegrøft/forsenket midtdeler 161
  - skjærings- og fyllings-skråning 159
  - terrenggrøft og nedføringsrenne 165
  - tverrfall 159
- Bark, frostsikring
  - anleggsteknisk utførelse 43
  - anvendelsesmuligheter 40, 41
  - dimensjonering 38, 42
  - materialkrav 41
  - tykkelse 58, 61
- Belysning
  - gang- og sykkelveg 417
- Bergarter 9
  - brukbarhet 17
    - brukbarhetsområde 18
    - bærelag 18
    - dekke 18
    - filterlag 18
    - forsterkningslag 18
  - eruptive 9
  - identifisering 11
  - klassifisering 12
  - metamorfe 10
  - sedimentære 10
- Betongdekke
  - armering 271
  - dimensjonering 145, 265
  - dybler 270
  - betongdekkets utforming 265
  - betongframstilling 275
  - betongmaterialer 273
  - fuger 266



## STIKKORD

- krav til dekket 280
- utførelse 276
- Betongfuger 266
- Betongrekkverk
  - montering 345
  - tekniske krav 341
  - utforming 337
- Betongrør
  - armerte 201, 202
  - uarmerte 200
- Betongstein, prefabrikert 281
  - legging 283
  - materialkrav 283
  - settesand 282
  - tilpasning 282
- Bindemiddel
  - bitumen 225, 226
  - bitumenemulsjon 226
  - bitumenløsning 226
  - vegolje 226
- Bindlag
  - dimensjonering 114
- Bitumen 225, 226
- Bitumenemulsjon 226
- Bitumenløsning 226
- Bitumenstabiliserte materialer, bærelag
  - asfaltert grus 245
  - asfaltert pukk 247
  - penetrert pukk 256
- Bituminøse dekker 222
  - generelle bestemmelser 228
  - materialer, krav og spesifikasjoner 223
  - spesielle bestemmelser 240
- Bolting 387
- Breddeutvidelse 99
- Bremseforbygning 435
- Bremsekjegler 436
- Brufundament, frostsikring 50
- Bæreevnegruppe
  - undergrunn 36, 107
  - spesielle materialer 112
- Bærelag
  - dimensjonering 114
  - bitumeustabiliserte materialer 132
    - asfaltert grus
    - asfaltert pukk
    - penetrert pukk
  - mekanisk stabiliserte materialer 128
    - forkilt pukk 132
    - komprimering 129
    - utlegging 128
    - toleranser og kontroll 130
    - velgraderte materialer 131
  - sementstabiliserte materialer 133
    - sementstabilisert grus/sand 133
    - sementstabilisert pukk 136
- Bærelagsindeks
  - definisjon 109
  - krav 114
- Bølgeerosjon 320
- Dagbergarter 9
- Dekke. Se vegdekke
- Dekkeindeks
  - definisjon 109
  - krav 114
- Dimensjonering av vegoverbygning
  - beregning av trafikkbelastning 106
  - dimensjonerende nedbøyning 298
  - forsterkning til helårsbæreevne 292
  - forsterkning til sommerbæreevne 298
  - indeksmetoden 106
  - materialkoeffisienter 107
  - undergrunnens bæreevne 107
  - veg med betongdekke 145
  - veg med bituminøst dekke 111
  - veg med grusdekke 110
- Dren, vertikale 80
  - prefabrikerte 81
  - sand 80
- Drenering 149
  - kulvert
    - dimensjonering 186
    - konstruksjon og utførelse 194
  - overflatevann
    - nabogrunn 157
    - hymessige strøk og utbygningsområder 168
    - landlige og ubebygde områder 158

- skråninger 310
- tunnel 401
- undergrunn og vegoverbygning 173
  - fjellskjæring 179
  - jordskjæring 174
  - utforming av drensledninger 180
- Drenering, lukket 175
- Drenering, åpen 89, 174
- Drensledning
  - dimensjonering 180
  - filtermateriale 183
  - grøftetverrsnitt og lengdeprofil 180
  - rørtyper 180
  - utførelse 185
- Drensrørtyper 181, 183
- Drivsnø 422
- Dybler 270
- Dypbergarter 9
- Dypsprengning 92
- Ekspansjonsfuge 268
- Ekvivalente aksler 106
- Elastisitetmodul
  - bærelag 129
  - forsterkningslag 127
- Elveforbygning 317
- Erosjon, skråning 312
- Fangdam 436
- Fanggrøft 324
- Fettsyrer 228
- Fiberdnk 123
- Filler 224
- Filterlag
  - fiberduk 123
  - komprimering 124
  - krav 121
  - sand/grus 121
  - toleranser og kontroll 124
  - utlegging 123
- Filtermateriale 183
- Fjellbånd 393
- Fjellskred 322
- Flakskred 429
- Flammepunkt, krav 227
- Flisighet 24, 223
- Forarbeider
  - fjerning av matjord, torv og mose 85
- flytting av jord- og luftledninger 83
- forholdet til naboer 83
- gruspute 86
- hogging av skog 84
- rydding av skog 85
- terrenggrøft 86
- Foreløpige dekker 215
- Forskjæring, tunnel 367
- Forsterkning, overbygning
  - dimensjonering
    - helårsbæreevne 292
    - sommerbæreevne 298
  - drenering 290
  - frostsikring 290
  - vinterbygging 291
- Forsterkningslag 124
  - komprimering 126
  - krav 124
    - sand og grus
    - kult
    - sprengt stein
  - toleranser og kontroll 127
  - utlegging 125
- Forzinking, vegrekkverk 340
- Frostmengde
  - dimensjonerende 36, 55
  - F<sub>2</sub>, F<sub>5</sub>, F<sub>10</sub>, F<sub>100</sub> Bilag
- Frostproblemer 33
  - bæreevne 35
  - gjennomfrysing, risiko 36
  - telehiv, iskjøving 33
  - teleskader 33
- Frostsikring 31
  - behov 39
  - brufundament 55
  - metode
    - varmeavgivelse 39
    - isolasjon 39
    - varmetilførsel 39
  - kulvert 51
  - støtemur 54
  - undergang 51
  - utkiling 47
  - veg
    - bark 41, 63
    - isolasjon 43, 63
    - sand, grus, stein 40, 63

## STIKKORD

- Frostsikringsmaterialer 40
  - densitet 44
  - materialkrav
    - fuktopptak 44
    - minstetykkelse 40
    - trykkstyrke 44
  - materialtyper
    - bark 40
    - lettklinker 40
    - polystyren 40
    - sand, grus, steinmat. 40
    - skumglass 40
  - varmeledningsevne 44
- Fuktmagasinerende lag, grus-  
dekke 219
- Fyllinger
  - profil 96
  - såle
    - feltterreng 95
    - jordterreng 95
  - utlegging, komprimering 96
    - breddeutvidelse 99
    - bru 100
    - kontroll 102
    - veg, fast dekke 96
    - veg, grusdekke 99
- Fyllingssåle
  - feltterreng 95
  - jordterreng 95
- Gang- og sykkelveg
  - dimensjonering 413
  - tverrprofil 409
  - vegdekke 416
- Gjødsling, skråninger 308
- Gradering 22
- Gravitasjonsmur 313
- Grunnforsterkning 68
  - andre tiltak 82
  - drenering 73
  - lette fyllinger 74
  - masseutskiftning 69
  - motfylling 74
  - peling 76
  - kalkstabilisering 81
  - vertikale dren 80
- Grunnsprengning 93
- Grunnvannserosjon, 303, 304
- Grus 23
- Grus, asfaltert 245
- Grusdekke 110, 215
  - framstilling
  - fuktmagasinerende lag 219
  - krav til dekket 219
  - materialkrav 216
  - støvbindende midler 219
  - utlegging, komprimering 218
  - vedlikehold, reparasjon 221
- Grusveg 109
  - dimensjonering 110
  - materialkrav 111
- Gytje, 27
- Hardhet
  - mineraler 11
  - støpeasfalt 254
- Humus 27
- Høyder 142
  - aksepterte avvik 144
  - krav 143, 144
- Hydraulisk dimensjonering 186
  - kulvert 186
  - overvannsledning 186
- Hårdhet, mineraler 11
- Indeksmetoden 106
  - indeksverdier 108
  - materialkoeffisienter 107
  - undergrunnens bæreevne 107
- Indeksverdier 108
  - bærelagsindeks 109
  - dekkeindeks 109
  - styrkeindeks 109
- Injeksjon 394
  - forinjeksjon 382
- Isingsfare 46
- Iskjøving 33, 326
- Isolasjon, frostsikringsmateriale
  - densitet 44
  - fuktopptak 45
  - materiale
    - halm 56
    - flis 56
    - polystyren, ekspandert 44
    - polystyren, ekstrudert 44
    - lettklinker 44
  - minstetykkelse 40
- Jordarter
  - byggetekniske egenskaper 28
  - leire 28
  - morene 29

- sand 28
- silt 28
- torv 29
- dannelsen
  - etter istiden 21
  - istidsavsetninger 20
- klassifisering 22
  - mineralogiske 22
  - organiske 27
- mineralske 22
  - benevning 25
  - fraksjonsinndeling 23
  - geologiske forhold 25
  - gradering 22
  - humusinnhold 25
  - kornform 23
  - leirinnhold 24
  - plastisitet 24
- organiske 27
  - benevning 27
  - gytje 27
  - humus 27
  - matjord 27
  - mold 27
  - råhumus 27
  - torv 27
- Jevnhet, overbygning
  - aksepterte avvik 144
  - krav 143, 144
- Kantstein 169
- Kalkstabilisering 81
- Kilkutt 375, 377
- Klebing 231
- Komprimering
  - dekke
    - asfaltbetong 241
    - asfaltert pukk 249
    - asfaltert sand, - grus 247
    - asfaltgrusbetong 244
    - ferdig blandede masser 232
    - oljegrus 252
    - støpeasfalt 256
    - Topeka 236
  - fylling 96, 98, 101
  - overbygning 111, 412
    - bærelag 129, 142
    - filterlag, 124, 142
    - forsterkningslag 126, 142
  - underbygning 98, 101
- Konsentrasjonstid 154
- Kontraksjonsfuge 268
- Kontroll
  - fylling 101, 102
  - overbygning
    - bærelag 130, 135, 139, 140
    - filterlag 124, 139, 140
    - forsterkningslag 127, 139, 140
  - underbygning 102
- Kontursprengning 374
- Kornform 23
  - flisighet 24
  - stenglighet 24
- Kulvert
  - dimensjonering
    - diagram 186
    - fall 194
    - hydraulisk dimensjonering 186
    - vannføring og hastighet 186
  - frostsikring 51
  - konstruksjon og utførelse
    - fall 196
    - fundamentering og omfylling 197
    - inn- og utløp 206
    - legging og omfylling 202
    - rørtyper 203, 204, 206
    - trasé og type 194
- Lagtykkelse, bærelag
  - aksepterte avvik 144
  - krav 143, 144
- Ledevoll 434
- Leir 23
- Leire 28
- Lette fyllinger 74
  - bark 75
  - ekspandert polystyren 75
  - gassbetong 75
  - lettklinker 75
- løssnøskred 427
- Marshallmetoden
  - asfaltbetong, krav 239
  - asfaltgrusbetong, krav 242
  - asfaltert grus, krav 246
  - asfaltert sand, krav 246
- Manningstall 162, 190, 191
- Masseutskiftning
  - fortrenkning 70
  - graving og gjenfylling 70

## STIKKORD

- Materialkoeffisienter 107
  - bærelag 108
  - forsterkningslag 108
  - vegdekke 108
- Matjord, 27, 85
- Mekanisk stabiliserte materialer
  - forkilt pukk 132
  - velgraderte materialer 131
- Midlertidig dekke 215
- Middeler, vegrekkverk 335
- Mineraler
  - identifisering 11
  - kjennetegn 12
- Morene 29
- Motfylling 74
- Nedbørsintensitet 155
- Nedføringsrenne 167, 168
- Netting 394
- Oljegrus (Og) 249
  - bindemiddel 250
  - forbruk 249
  - komprimering 252
  - korngradering 250
  - proporsjonering og arbeids-  
resept 228
  - sammensetning 249
  - steinmateriale 250
  - tilsetningsstoffer 251
  - utlegging 252
- Overbygg, snøskred 430
- Overbygning 103
  - bærelag 128
  - dimensjonering
    - betongdekke 145
    - bituminøst dekke 111
    - grusdekke 110
  - dimensjoneringsgrunnlag 105
    - indeksmetoden 106
    - indeksverdier 108
    - trafikkbelastning 106
  - filterlag 121
  - forsterkningslag 124
  - gang- og sykkelveg 413
  - kontrollarbeid 139, 147
- Overflatebehandling (Eo), (Do) 258
  - bindemiddel 259
  - etterarbeider 261
  - forarbeide 258, 259
  - steinmateriale 259, 260
    - temperatur 259
- Overflatebehandling med grus (Eog),  
(Dog) 261
  - bindemiddel 261, 262
  - etterarbeider 263
  - forarbeider 261
  - korngradering 263
  - temperatur 262
- Overflateerosjon 303
- Overflatevann 157
  - avvanningssystem i bymessige  
strøk og utbyggingsområder 168
  - avvanningssystem i landlige  
og ubebygde områder 158
  - forholdet til nabogrunn 157
- Overflateglidning 303
- Overflateskader
  - skader, typer og årsaker 303
  - sikring 304
- Overstørrelser 225
- Overvannsledning 164, 171
- Parallellkutt 374
- Peling 76
  - dekningsprosent 76
  - krav 77
  - plan 79
  - stabilitet og setninger 77
  - utlegging av fylling 80
- Penetrasjon, krav 227
- Penetrasjonsdekke 247
- Penetrert pukk, bærelag (Pp) 256
  - bitumen 25
  - forkiling 256, 258
  - steinmateriale 257
  - temperatur 257
- Plastisitet 24
- Plastring med stein 318
- Platehvelv 394
  - materialer 395
  - utførelse 395
- Prefabrikeret betongstein 281
- Pukk
  - asfaltert 247
  - forkilt 132
  - penetrert 256
  - sementbunden 136
- Påhugg, tunnel 367
- Rapidsement
  - vinterstøping 451

- Rekkverksforlengelse 342
- Rensk, tunnel
  - driftsrensk 379
    - arbeidsrensk 379
    - kontrollrensk 380
    - periodisk tilbakerensk 379
  - sluttrensk 380
    - såle 380
    - vegger og tak 380
  - vedlikeholdsrensk 380
- Returperiode, 156
- Ribbemur 313
- Rist 164, 169
- Rør, kulvert
  - betong 195, 200, 201, 202, 203
  - plast 195, 206
  - stålplater 195, 204
- Sand 28
- Sand, asfaltert 245
- Sand, grus og stein, frostsikring 40
- Sandasfalt 234
- Sandfang 164, 170
- Sementstabiliserte materialer, bærelag 132
  - grus/sand, Cg 133
  - pukk, Cp 136
- Setning, underbygning 67
- Sidegrøft 161
- Sikringsmetoder, tunnel 387
  - bolting 387
  - injeksjon 394
  - platehvelv 394
  - utstøping
    - med membran 398
    - uten membran 396
- Sikringsnett 326
- Sikringsarbeider, tunnel
  - arbeidssikring
    - fellforsterkning 381
    - forinjeksjon 382
    - vannsikring 382
  - permanent sikring 383
- Silt 24
- Skjæring
  - fjell
    - avdekking 90
    - dypsprengning 92
    - grunnsprengning 93
    - rensk 94
    - skjæringsprofil 91
  - jord
    - graving, utlastning 89
    - grøftprofil 88
    - grøftetype 89
    - helninger 87
    - skjæringsprofil 87
- Skråninger, rensk 94
- Skråningsbeskyttelse 309
- Slitlag
  - dimensjonering 114
  - valg av 214
- Sluk 169
- Snøskjerm 436
- Snøskred 427
  - bremseforbygning 435
  - fangdam 436
  - flakskred 429
  - ledevoll 434
  - løssnøskred 427
  - overbygg 430
  - sikring 430
  - snøskjerm 436
  - støtteforbygning 438
- Sprengningsmetoder, tunnel 370
  - krav
    - konturspregning 374
    - sprengningsplan 371
  - ladning 375
  - kuttyper 374
  - tenning 376
    - krutt 377
    - sikkerhetsregler 378
- Sprengningstversnitt, tunnel 362
- Sprøytebetong 397
  - dimensjonering 379
  - kontroll 398
  - rensk av fjelloverflaten 397
  - utførelse 397
- Stabilitet, underbygning 67
- Standardsortering 225
- Steinplastring 318
- Steinsprang 322
- Steinskred 322
- Stenglighet 24
- Styrkeindeks 109
  - definisjon 109
  - krav 114

## STIKKORD

- Styrofoam
  - se polystyren, ekstrudert 40, 44
- Støpeasfalt (Sta) 252
  - bindemiddel 252–255
  - hardhetskrav 254
  - korngradering 253
  - temperatur 255
- Støtteforbygning 438
- Støttemur
  - frostsikring 50
  - typer 312
- Støvbindende midler 219
- Stålrekkverk
  - montering 347
  - tekniske krav 339
  - utforming 335
- Sum ekvivalente 10t aksler 106
- Såing, skråninger 308
- Telefarlighet
  - jordarter 37
- Tenning 377
- Terrenggrøft, 86, 165, 166, 310
- Tetningsmembran 398
  - materiale 398
  - utførelse 400
- Topeka (Top)
  - bindemiddel 234, 235
  - korngradering 235, 236
  - steiumaterialer 234
  - temperatur 236
- Torv 29
- Trafikkbelastning, 106
- Trafikkdelere, vegrekkverk 335
- Tunnel
  - drenering 401
  - forskjæring og påhugg 367
  - overbygning 403
  - rensk 379
  - sikringsarbeider 381
  - sikringsmetoder 387
  - spregningsmetoder 370
  - spregningstverrsnittets utforming 362
  - undersøkelse av – prosjekter 359
- Underbygning
  - forarbeider 83
  - fyllinger 94
  - gang- og sykkelveg 409
  - grunnforsterkning 68
  - setninger 67
  - skjæring
    - jord 87
    - fjell 90
  - stabilitet 67
- Undergang, frostsikring 50
- Understørrelse 225
- Utblokkingsbøyler 340
- Utkiling 47
  - isolert til uisolert område 48
  - utkilingslengde 50
  - variasjon i undergrunnen 47
- Utstøping, tunnel
  - med membran 398
  - uten membran 396
- Vannføring, dimensjonering 153
  - avrenningsfakter 153
  - nedbørsintensitet 154
  - konsentrasjonstid 154
  - regnværsvariasjon 155
  - returperiode 156
  - nedslagsfeltets areal 156
- Vannhastighet
  - overkritisk 190
  - underkritisk 190
- Varmeisolasjon, frostsikring 43
- Varmeledningsevne 44
- Vedheftingsmidler
  - amin 228
  - fettsyre 228
- Veg med betongdekke
  - dimensjonering 145, 265
  - krav til materialer 147
- Veg med bituminøst dekke
  - bærelag 128
  - dimensjonering 111
  - filterlag 121
  - forsterkningslag 124
  - kontrollarbeid 139
- Vegdekker 209
  - betong 265
  - bituminøse 223
  - gang- og sykkelveg 416
  - grus 215
  - type 213
    - valg av type 214
    - forløpige dekker 215
- Vegetasjonsdekke 306
- Vegolje 226

- Velgraderte materialer, bærelag 131  
Vinkelstøttemur 313  
Vinterdekking, midlertidig 55  
  – dimensjonering 55, 56  
  – isolasjonstype og tykkelse 56  
  – utlegging 57
- Viskositet, krav 227  
Årsdøgntrafikk (ÅDT) 106  
Årsdøgntrafikk tunge biler  
  (ÅDT-T) 106  
Årsmiddeltemperatur Bilag



**Vegnormalene består av:**  
**017 Geometrisk utforming**  
**018 Vegbygging**  
**019 Gatenormaler**  
**050 Trafikkavvikling**

**Vegdirektoratet**  
**Håndboksekretariat**  
**Boks 8109**  
**Dep.,**  
**OSLO 1**  
**Tlf. (02) 20 60 50**