



Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger

VEILEDNING

Håndbok 274



Håndbøker i Statens vegvesen

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

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

Statens vegvesens håndbøker utgis på to nivåer:

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

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

Grunnforsterkninger, fyllinger og skråninger

Nr. 274 i Statens vegvesens håndbokserie

ISBN 978-82-7207-650-3

Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger

BLANK SIDE

Forord

Håndboka «Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger» skal være et praktisk hjelpemiddel og bidra til å sikre en god og enhetlig geoteknisk saksbehandling i Statens vegvesen.

Boka henvender seg derfor først og fremst til etatens medarbeidere, og til andre som utfører geoteknisk prosjektering i og for Statens vegvesen. Boka skal også fungere som en veileder i tilknytning til Håndbok 018 «Vegbygging».

Tidligere forelå tre håndbøker som behandlet de emnene som i 2008 ble samlet i Håndbok 274. De tidligere versjonene er Håndbok 165 «Sikring av vegskråninger» utarbeidet i 1992 og med nytt opplag i 1994, Håndbok 176 «Oppbygging av fyllinger» utgitt i 1993 og Håndbok 188 «Veg på bløt grunn» utgitt i 1995. Temaene i de tidligere håndbøkene ble beholdt som egne kapitler i denne håndboka.

Ansvarlig for revisjon av de ulike kapitlene i 2008 var:

Kapittel	Tema	Ansvarlig:
Kap 1. Grunnforsterkning	Forbelastning	Tore Seim, Region øst
	Motfylling	
	Masseutskifting	Tore Seim, Region øst
	Armering under fylling	Even Øiseth, Sintef
	Peling under fylling	Arild Sleipnes, Region nord
	Kalksementpeler	
	Vertikale dren	Carl Erik Dahl, Region sør
	Injisering	Frode Oset, Vegdirektoratet
	Grunnvannsenking	Inge Grosås, Region sør
	Grunnfrysing	Anne Lise Berggren, Geofrost
	Myrbru/lavbru	
	Dypkomprimering	
Kap 2. Fyllinger	Silt, sand og grus	Sven Erik Olsen, Region sør
	Leire	Arvid Sagbakken, Region øst
	Sprengt stein	Per Olav Berg, Region midt
	Lette masser	Roald Aabøe, Vegdirektoratet
Kap 3. Vegskråninger	Skråninger i berg *	Knut Borge Pedersen, Vegdirektoratet
	Skråninger i jord	Sven Erik Olsen, /Svein Sønju, Region sør
	Skråninger i ur	Svein Helge Frækaland, Region vest
	Skråninger mot vann	Frode Oset, Vegdirektoratet

* Dette kapitlet er nå tatt ut av Hb 274, men vil bli behandlet i ny håndbok om Geologi i vegbygging.

Innføring av Eurokodene i 2010 har ført til endringer som betinger oppdatering av Håndbok 274. Andre endringer knyttet til nye metoder og erfaringer er også tatt med i denne oppdaterte versjonen av håndboka. Kapittel 1.7 Kalksementpeler er omarbeidet, basert på utvikling av metoden og nyere retningslinjer i Sverige og Norge. Redigeringen er ellers

også endret noe med fortløpende sidenummerering og samlet innholdsfortegnelse foran i boka. Kapittelinnstillingen er beholdt bortsett fra at tidligere kapittel 3.1 «Sikring av skråninger i berg» er tatt ut. Innholdet i dette kapitlet vil bli dekket i en ny håndbok om Geologi i vegbygging.

Håndbok 274 beskriver metoder, behov for undersøkelser, beregninger, hvor dette er relevant, og gir eksempler på utførte prosjekter med beregninger og i noen tilfeller også kostnader hvor slike tall foreligger. Det gis ellers i hovedsak henvisning til Håndbok 016 «Geoteknikk i vegbygging» der dette er aktuelt for å unngå at samme emne behandles flere steder.

Revisjonsarbeidet har vært ledet av en arbeidsgruppe med følgende medlemmer:

Roald Aabø	Vegdirektoratet (leder)
Bjørn Kristoffer Dolva	Region sør
Sven-Erik Olsen	Region sør
Øystein Myhre	Vegdirektoratet
Frode Oset	Vegdirektoratet
Jan Vaslestad	Region øst
Tor Erik Frydenlund	Geo Con (sekretær)

I tillegg har en rekke medarbeidere fra regionene i Statens vegvesen og i Vegdirektoratet samt representanter for konsulenter og leverandører bidratt med innspill, og gjennomlesing av boka.

Foreliggende utgave av boka vil bli gjenstand for revisjon etter hvert som behov oppstår. Siste oppdaterte versjon vil være tilgjengelig på følgende internettadresse:
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>

Eventuelle kommentarer til håndboka kan sendes til roalda@vegvesen.no.

Avdeling TMT
Vegdirektoratet,
Oslo april 2012



Roald Aabø
Avdelingsdirektør

Innhold

Forord	3
GRUNNFORSTERKNING OG STABILISERENDE TILTAK	17
1.0 Innledning	17
1.0.1 Valg av metode	17
1.0.2 Oppfølging med målinger	19
1.1 Forbelastning	20
1.1.1 Generelt	20
1.1.2 Dimensjoneringsgrunnlag	21
1.1.2.1 Setning	21
1.1.2.2 Tidsforløp	23
1.1.3 Utførelse	24
1.1.4 Kontroll	25
1.1.4.1 Kontrollomfang	25
1.1.4.2 Setningskontroll	25
1.1.5 Prosjektseksempler	27
1.1.5.1 Forbelastning av torv	27
1.1.6 Symbolliste	29
1.1.7 Referanser	29
1.2. Motfylling	30
1.2.1 Generelt	30
1.2.2 Dimensjoneringsgrunnlag	30
1.2.3 Utførelse og kontroll	30
1.2.4 Spesielle forhold	31
1.2.5 Referanser	31
1.3. Masseutskifting	31
1.3.1 Generelt	31
1.3.2 Utførelse	32
1.3.2.1 Masseutskifting ved utgraving	32
1.3.2.2 Masseutskifting ved fortregning	33
1.3.2.3 Graving foran fyllingstipp	33
1.3.2.4 Sprengning foran fyllingstippen	35
1.3.2.5 Ettersprengning	38
1.3.2.6 Massefortregning ved fylling i vann	38
1.3.3 Kontroll og oppfølging	40
1.3.4 Referanser	42

1.4	Armering under fylling	42
1.4.1	Generelt	42
1.4.2	Dimensjoneringsgrunnlag	45
1.4.2.1	Materialtyper og egenskaper	45
1.4.2.2	Bruddtyper	49
1.4.2.3	Stabilitet i fyllingen	50
1.4.2.4	Totalstabilitet	53
1.4.2.5	Tilleggskrefter pga. setninger	54
1.4.2.6	Dimensjonering av armering	56
1.4.2.7	Kombinasjon av lasttilfeller	56
1.4.2.8	Forankring av armering	56
1.4.2.9	Deformasjon i jordarmering	56
1.4.2.10	Forenklet dimensjonering av anleggsveg på bløt grunn	57
1.4.3	Utførelse	59
1.4.4	Kontroll	61
1.4.5	Prosjekteksampler	62
1.4.5.1	Veg på bløt grunn	62
1.4.5.2	Anleggsveg på myr i lofoten	65
1.4.5.3	Breddeutvidelse av veg på bløt leire	67
1.4.6	Symbolliste	69
1.4.7	Referanser	70
1.5	Peling under fylling	71
1.5.1	Generelt	71
1.5.2	Dimensjoneringsgrunnlag	72
1.5.2.1	Valg av løsning	72
1.5.2.2	Generell dimensjonering	73
1.5.3	Fylling på betongplater/-striper	75
1.5.3.1	Lastfordelende lag og minste fyllingshøyder	75
1.5.3.2	Dekningsprosent	76
1.5.3.3	Dimensjonering av plater (striper)	77
1.5.3.4	Peleplan	77
1.5.4	Fylling på jordarmering	78
1.5.4.1	Størrelse av pelehatter	78
1.5.4.2	Krefter i jordarmeringen	79
1.5.4.3	Mulig glidning utenfor ytterste pelerad	81
1.5.4.4	Beregning av totalkraft	81
1.5.4.5	Dimensjonering av armeringen	82
1.5.4.6	Dimensjonering mot horisontalglidning og uttrekk av armeringen	82
1.5.4.7	Grensetilstander og bestandighet	84

1.5.5	Utførelse og kontroll	84
1.5.5.1	Peling	84
1.5.5.2	Betongarbeider	85
1.5.5.3	Arbeider med jordarmering	85
1.5.5.4	Fyllingsarbeider	85
1.5.6	Spesielle forhold	86
1.5.7	Prosjekteksempler	86
1.5.7.1	Molo på jordarmering på Storekorsnes, Finnmark.	86
1.5.7.2	Fylling på peler for E6 Svingenskogen - Solberg, Østfold	87
1.5.7.3	Eksempel på dimensjonering	90
1.5.8	Symbolliste	96
1.5.9	Referanser	97
1.6	Vertikale dren	98
1.6.1	Generelt	98
1.6.2	Dimensjoneringsgrunnlag	98
1.6.2.1	Valg av løsning	98
1.6.2.2	Dimensjonering	99
1.6.3	Utførelse og kontroll	104
1.6.3.1	Generelt	104
1.6.3.2	Prefabrikkerte dren	104
1.6.3.3	Kontroll	106
1.6.4	Spesielle forhold	107
1.6.5	Prosjekteksempler	109
1.6.5.1	Eksempel på dimensjonering	109
1.6.6	Symbolliste	111
1.6.7	Referanser	112
1.7	Kalksementpeler	113
1.7.1	Generelt	113
1.7.2	Utførelse	114
1.7.2.1	Valg av løsning	114
1.7.2.2	Utstyr	116
1.7.2.3	Installasjon	118
1.7.2.4	Tiltak før valg av metode	120
1.7.2.5	Tiltak før pelingen starter	120
1.7.3	Dimensjoneringsgrunnlag	121
1.7.3.1	Felt- og laboratorieanalyser	121
1.7.3.2	Dimensjoneringsprinsipper	124
1.7.3.3	Dimensjonering av fylling	125

1.7.3.4	Stabilisering av skråning	127
1.7.3.5	Stabilisering av avstivede byggegroper	129
1.7.3.6	Setningsberegninger	131
1.7.4	Kontroll	135
1.7.4.1	Toleranser	136
1.7.4.2	Styrkekontroll og homogenitet	138
1.7.5	Spesielle forhold	142
1.7.5.1	Hensyn til omgivelser og arbeidsmiljø (HMS)	142
1.7.5.2	Spesielle tekniske forhold	142
1.7.6	Prosjektseksempler	143
1.7.6.1	Skjæring for EI8 ved Tvedestrand	143
1.7.6.2	Vegfylling for E 39 på Høgset i Møre og Romsdal	144
1.7.7	Symbolliste	148
1.7.8	Referanser	149
1.8	Injisering	150
1.8.1	Generelt	150
1.8.2	Jetinjiserings	150
1.8.2.1	Dimensjoneringsgrunnlag	150
1.8.2.2	Utførelse og kontroll	151
1.8.3	Andre injeksjons metoder	152
1.8.4	Referanser	153
1.9	Grunnvannsenking	154
1.9.1	Generelt	154
1.9.2	Dimensjoneringsgrunnlag	155
1.9.2.1	Drensrør	155
1.9.2.2	Brønner	155
1.9.2.3	Valg av metode	157
1.9.2.4	Stabilitet	158
1.9.2.5	Skader på tilliggende konstruksjoner	158
1.9.3	Kontroll	158
1.9.4	Prosjektseksempel	159
1.9.5	Referanser	161
1.10	Grunnfrysing	162
1.10.1	Generelt	162
1.10.2	Dimensjoneringsgrunnlag	162
1.10.2.1	Valg av løsning	162
1.10.2.2	Grunnlag for dimensjonering - laboratorieforsøk	163
1.10.2.3	Dimensjoneringsprinsipper	164

1.10.3 Utførelse	166
1.10.3.1 Boring	166
1.10.3.2 Rørsystem	166
1.10.3.3 Lakefrysing	166
1.10.3.4 Nitrogenfrysing	166
1.10.3.5 Temperaturkontroll	166
1.10.3.6 Nedfrysing	166
1.10.4 Kontroll	167
1.10.5 Spesielle forhold	167
1.10.5.1 Miljø	167
1.10.5.2 Tekniske forhold	167
1.10.6 Prosjekteksempler	168
1.10.6.1 Støttevegg for E 18, Eidangerhalvøya	168
1.10.6.2 Stabilisering av leire under kabelkanal, Oslo	169
1.10.6.3 Vanskelig geometri rundt tunnelpåhugg	170
1.10.7 Referanser	170
1.11 Dypkomprimering	171
1.11.1 Generelt	171
1.11.2 Dynamisk dypkomprimering med fallodd	171
1.11.2.1 Generelt	171
1.11.2.2 Dimensjonering	172
1.11.2.3 Utførelse	174
1.11.2.4 Kontroll	175
1.11.3 Dypvibrering	176
1.11.3.1 Generelt	176
1.11.3.2 Vibroflotasjon	176
1.11.3.3 Steinsøyler ("Stone Columns")	178
1.11.3.4 Vibrosønder	179
1.11.3.5 Kontroll	181
1.11.4 Andre metoder	181
1.11.5 Prosjekteksempel	181
1.11.5.1 Dypkomprimering for Bergen Postterminal Utdrag av (ref 6)	181
1.11.6 Referanser	183
1.12 Andre metoder	184
1.12.1 Generelt	184
1.12.1.1 Elktroosmose	184
1.12.1.2 Saltbrønner	184
1.12.2 Referanser	185

FYLLINGER	186
2.0 Innledning	186
2.0.1 Estetikk og landskapstilpasning	186
2.0.2 Forundersøkelser	186
2.0.3 Kvalitetssikring	186
2.0.4 Rensk	189
2.0.5 Fyllingsfot i skrånende terreng	189
2.0.6 Fyllingsskråninger	193
2.0.7 Krav til fyllmassene	193
2.0.7.1 Vrakmasser, motfylling, deponi	194
2.0.8 Krav til utlegging	195
2.0.8.1 Generelt	195
2.0.8.2 Utkiling	195
2.0.8.3 Komprimering	196
2.0.9 Breddeutvidelse	197
2.0.10 Fylling inntil konstruksjoner	197
2.0.10.1 Krav til fyllmasser	199
2.0.10.2 Krav til utlegging	199
2.0.11 Erosjonssikring	199
2.0.11.1 Sikring mot overflateerosjon	199
2.0.12 Oppfylling med poretrykkskontroll	201
2.0.13 Kontrollomfang og toleranser	202
2.0.14 Dokumentasjon av utført kvalitet	205
2.0.15 Setninger	205
2.0.15.1 Setninger på langs	205
2.0.15.2 Setninger på tvers	206
2.0.15.3 Verifisering	207
2.0.15.4 Eksempel på beregning av tillatt setningsforskjell	207
2.0.16 Vinterarbeid	208
2.0.17 Referanser	209
2.1 Fyllinger av silt, sand og grus	210
2.1.1 Generelt	210
2.1.2 Fyllinger av sand og grus	210
2.1.2.1 Brukbarhet av masser	210
2.1.2.2 Skråningshelning	211
2.1.2.3 Utlegging	212
2.1.2.4 Komprimering	212
2.1.3 Fyllinger av mellomjordarter	212

2.1.3.1	Brukbarhet av masser	212
2.1.3.2	Skråningshelning	213
2.1.3.3	Utlegging	213
2.1.3.4	Komprimering	214
2.1.4	Kontroll og oppfølging	214
2.1.5	Referanser	214
2.2	Fyllinger av leire	215
2.2.1	Planlegging	215
2.2.2	Brukbarhet av masser	215
2.2.2.1	Massetyper	215
2.2.2.2	Leire	216
2.2.2.3	Leirig morene	221
2.2.3	Forarbeider	222
2.2.4	Utlegging	222
2.2.4.1	Lagtykkelser	222
2.2.4.2	Sandlag	222
2.2.4.3	Komprimering	224
2.2.5	Geometri	224
2.2.6	Valg av maskiner	226
2.2.6.1	Leire med stor bæreevne	226
2.2.6.2	Leire med middels bæreevne	227
2.2.6.3	Leire med lav bæreevne	227
2.2.7	Kontroll og oppfølging	228
2.2.7.1	Materialer	228
2.2.7.2	Lagtykkelser	229
2.2.7.3	Komprimering	229
2.2.7.4	Poretrykk	229
2.2.8	Værforhold	230
2.2.9	Overbygning	231
2.2.10	Referanser	231
2.3	Fyllinger av sprengt stein	232
2.3.1	Planlegging	232
2.3.1.1	Grunnforhold	232
2.3.1.2	Sikringstiltak	232
2.3.1.3	Fyllingsmaterialet	232
2.3.1.4	Fyllingsskråninger	234
2.3.1.5	Miljøkonsekvenser	235
2.3.2	Vegfylling på land	235
2.3.2.1	Geometri	235

2.3.2.2	Utlegging	236
2.3.2.3	Setninger	237
2.3.3	Fyllingshode for brufundamenter på land	237
2.3.3.1	Direkte sålefundamentering	237
2.3.3.2	Rensk	238
2.3.3.3	Utlegging	238
2.3.3.4	Forbelastning/setninger	239
2.3.3.5	Pelefundamentering	240
2.3.4	Fylling i vann/sjø	241
2.3.4.1	Fyllingsmaterialer	241
2.3.4.2	Fyllingsgeometri	242
2.3.4.3	Utlegging	242
2.3.4.4	Fortrengning	243
2.3.4.5	Sprengning	243
2.3.4.6	Skade på fisk	246
2.3.5	Fylling for brufundamenter i vann/sjø	247
2.3.5.1	Fyllingsgeometri	247
2.3.5.2	Utlegging	248
2.3.5.3	Forbelastning/setninger	249
2.3.5.4	Dypkomprimering	249
2.3.6	Kontroll og oppfølging	249
2.3.7	Referanser	251
2.4.	Fyllinger av lette masser	252
2.4.1	Generelt	252
2.4.2	Lettklinker	254
2.4.2.1	Generelt	254
2.4.2.2	Materialkrav	255
2.4.2.3	Dimensjonering	256
2.4.2.4	Utlegging, Tilpassing og Tildekking	257
2.4.2.5	Overbygning	259
2.4.2.6	Kontroll og oppfølging	259
2.4.2.7	Eksempel på kontroll av sikkerhet mot oppdrift	260
2.4.3	Ekspandert polystyren (eps)	262
2.4.3.1	Generelt	262
2.4.3.2	Materialkrav	262
2.4.3.3	Dimensjonering	264
2.4.3.4	Utlegging, Tilpassing og Tildekking	265
2.4.3.5	Overbygning	269
2.4.3.6	Kontroll og oppfølging	271
2.4.3.7	Eksempel på kontroll av sikkerhet mot oppdrift	271

2.4.4	Skumglass	272
2.4.4.1	Generelt	272
2.4.4.2	Materialkrav	273
2.4.4.3	Dimensjonering	273
2.4.4.4	Utlekking, Tilpassing og Tildekking	275
2.4.4.5	Overbygning	277
2.4.4.6	Kontroll og oppfølging	277
2.4.5	Andre lette masser	280
2.4.5.1	Lettbetongavfall	280
2.4.5.2	Bark og sagflis	280
2.4.5.3	Skumbetong	280
2.4.5.4	Bildekk	280
2.4.5.5	Blokker av heksagonale plastsylindre (Honeycomb-blokker)	280
2.4.6	Referanser	281
2.5	Myrbru/lavbru	282
2.5.1	Generelt	282
2.5.2	Dimensjoneringsgrunnlag	282
2.5.3	Utførelse og kontroll	283
2.5.4	Spesielle forhold	283
2.5.5	Prosjekt eksempel	283
2.5.5.1	Orientering	283
2.5.5.2	Grunnforhold	283
2.5.5.3	Fundamentering	284
2.5.6	Referanser	286
	SKRÅNINGER	287
3.0	Innledning	287
3.0.1	Generelt	287
3.0.1.1	Miljø	287
3.1	Sikring av skråninger i jord	288
3.1.1	Generelt	288
3.1.2	Dimensjoneringsgrunnlag	290
3.1.2.1	Forundersøkelser	290
3.1.2.2	Skadetyper	290
3.1.2.3	Sikringsmetoder	293
3.1.3	Utførelse og kvalitetskontroll	294
3.1.3.1	Kvalitetssikring	294
3.1.3.2	Utførelse	295

3.1.3.3	Etablering av vegetasjonsdekke	295
3.1.3.4	Plantearbeid	299
3.2.3.5	Erosjonsnett	301
3.2.3.6	Bark	302
3.2.3.7	Masseutskifting	303
3.2.3.8	Drenering for vegskråninger	304
3.1.3.9	Anleggssikring av utgravninger og skråninger	306
3.1.4	Spesielle forhold	306
3.1.4.1	Bakkeplanering	306
3.1.5	Eksempler	307
3.1.6	Referanser	309
3.2	Skråninger i ur	310
3.2.1	Generelt	310
3.2.1.1	Definisjoner	310
3.2.1.2	Massebevegelse i urer	313
3.2.1.3	Skråningsvinkel	314
3.2.2	Planlegging og utførelse av sikringstiltak	314
3.2.2.1	Forundersøkelser	314
3.2.2.2	Sikringsmetoder ved veganlegg	317
3.2.3	Utførelse og kontroll	318
3.2.3.1	Kvalitetssikring	318
3.2.3.2	Utførelse	319
3.2.3.3	Oppfølging	319
3.2.4	Eksempler	320
3.2.5	Referanser	322
3.3	Sikring av skråninger mot vann	323
3.3.1	Generelt	323
3.3.2	Dimensjoneringsgrunnlag	324
3.3.2.1	Forundersøkelser	324
3.3.2.2	Skadetyper	325
3.3.2.3	Sikringsmetoder	326
3.3.2.4	Miljøhensyn	344
3.3.3	Utførelse og kontroll	345
3.3.3.1	Kvalitetssikring	345
3.3.3.2	Utførelse	345
3.3.3.3	Oppfølging	346
3.3.4	Eksempler	346
3.3.5	Referanser	349

1 Grunnforsterkning og stabiliserende tiltak

1.0 Innledning

Ved vegbygging på dårlig grunn kan det oppstå deformasjoner eller glidninger. Dårlig grunn kan være torv, humusholdige masser, bløt leire eller silt.

Problemene med dårlig grunn kan deles i to:

- Setninger
- Stabilitet

Belastningen fra en vegfylling (og trafikk) eller vegskjæring kan bli så stor at vegkonstruksjonen, eller deler av den, bryter sammen. Kravet om tilstrekkelig sikkerhet mot overbelastning av grunnen er absolutt. De nødvendige sikringstiltak må utføres uansett vegklasse eller vegstandard. Når sikkerheten mot utglidning er utilstrekkelig må veglinja justere eller det må benyttes egnede byggemetoder som gir den nødvendige sikkerhet.

Setninger vil påvirke vertikalkurvaturen, noe som kan påvirke kjørekomforten og i verre tilfeller også trafikksikkerheten. Tverrfallet kan også bli endret pga. setninger. Dette har betydning for trafikksikkerheten direkte og indirekte hvis vannavrenningen blir dårlig.

Ujevne setninger kan føre til oppsprekking av vegdekket. Oppsprekkingen er ofte starten på mer omfattende dekkeskader fordi vann fra vegdekket trenger ned i underliggende lag.

Oppretting av vegen etter setninger er kostbart. Dessuten påføres grunnen en tilleggsbelastning som øker setningshastigheten og derved forsterker problemene. I siste omgang kan dette føre til overbelastning av grunnen med påfølgende utglidning.

Grunnforsterking går i korthet ut på å øke jordas styrke. Dette vil ha positiv effekt både på stabilitet (økt skjærfasthet) og setninger (økt stivhet). Hvilken metode som velges vil være avhengig av stedlige forhold og den tid man har til rådighet.

1.0.1 Valg av metode

Valg av metode for grunnforsterkning gjøres etter vurdering av flere forhold. Det må tas hensyn til egenskaper og tykkelser på de svake lagene samt høyden på vegfyllingen. I tillegg må kravene som skal stilles til vegen defineres. Disse kravene må settes opp mot tekniske egenskaper og begrensninger for hver enkelt byggemethode

Kap	Metode	Prinsipp	Spesielle fordeler/ulempes	Relativ kostnad
1.1	Forbelastning	Påføring av last for å påskynde setning.	Tidkrevende.	Lav
01.2	Motfylling	Utlegging av støttefylling for å øke stabilitet.	Kan føre til økte setninger på grunn av økt bredde av belastningen.	Lav
1.3	Masseutsiftning	Skifte ut dårlig masser med friksjonsmasser (graving/fortrengning).	Sikker metode. Ved store lagtykkelser vil kostnadene øke.	Lav til middels
2.4	Lette masser	Bruke masser med lavere tyngdetetthet enn stedlige masser.	Enkel og rask byggeteknikk. Reduserer setninger. Oppdrift.	Middels
1.4	Armering under fylling	Strekkarmering legges inn under fyllingen.	Gir økt bæreevne. Reduserer ikke totalsetningene. Enkel og rask utførelse.	Lav
1.5	Peling under fylling	Lastkapasitet økes ved bruk av peler og betongplater/striper.	Vil kunne medføre pore- trykksøkning (og terreng- heving).	Middels
2.5	Myrbru/lavbru	Last overføres til fast grunn eller berg ved bruk av peler	Ingen setninger eller bæreevneproblemer. Unngår barrierer. Vurdere eventuell påhengskrefter på peler.	Middels til høy
1.6	Vertikale dren	Dren installeres for å påskynde setninger.	Omrøring av masser ved nedsetting av dren kan gi stabilitetsproblemer og økte setninger. Lite egnet i leire med lavt krypmotstandstall.	Middels
1.7	Kalk- og sementpeler	Kalk/sement blandes med bløt grunn for å øke styrken.	Effekten av stabiliseringen skal dokumenteres ved laboratorieanalyser og evt. prøvepeling. Kalk og sement er kjemiske, etsende materialer.	Middels
1.8	Injisering	Forsterkning av bløt grunn ved injisering.	Brukes ved vanskelig plass- og grunnforhold f. eks. refundamentering av konstruksjoner.	Middels til høy
1.11	Dyp-komprimering	Komprimering for å øke densiteten i løst lagrede masser	Enkel og rask utførelse. Øker bæreevnen og reduserer setninger etter utførelsen. Krever en viss avstand fra annen bebyggelse. Egnet i de fleste masser bortsett fra leirfraksjonen.	Middels
1.10	Grunnfrysing	Frysing av jord for å øke styrken i anleggsfasen.	Kan gi lavere udrenert skjærfasthet og økte setninger etter opptining. Uegnet i jord med sterk vannstrømning. Gir vanntett konstruksjon.	Høy
1.9	Grunnvann-senkning	Senkning av grunnvann med ulike metoder.	Gir økt bæreevne og mindre setninger etter grunnvannssenkningen. Kan medføre setninger på områder i nærheten.	Middels

Figur 1-0-1 Oversikt over metoder

Flere av metodene kan kombineres. Ofte vil en slik kombinasjon gi den beste løsningen - både teknisk og økonomisk.

Følgende metoder er de mest brukte ved vegbygging i Norge:

- Motfylling (Kap. 1.2)
- Masseutskifting (Kap. 1.3)
- Lette masser (Kap. 2.4)
- Forbelastning (Kap. 1.1)
- Peling under fylling (Kap. 1.5)
- Myrbru/lavbru (Kap. 2.5)

Følgende metoder har vært mindre brukt, men er mer aktuelle i dag:

- Kalk- og sementpeler (Kap. 1.7)
- Armering under fylling (Kap. 1.4)
- Vertikale dren (Kap. 1.6). Kombineres med forbelastning (Kap. 1.1)
- Grunnvannsenking (Kap. 1.9)

Følgende metoder er spesielle og brukes lite i vegbygging

- Injisering (Kap. 1.8)
- Grunnfrysing (Kap. 1.10)
- Dypkomprimering (Kap. 1.11)
- Elektroosmose (Kap. 1.12)
- Saltbrønner (Kap. 1.12)

1.0.2 Oppfølging med målinger

Det er ofte nødvendig å følge opp effekten av ulike grunnforsterkningstiltak med instrumentering og målinger. Det kan også være aktuelt å instrumentere og foreta målinger for å følge opp prøvefylling og enkelte andre permanente tiltak.

De mest aktuelle målinger er vist i Figur 1-0- 2:

Funksjon	Type og plassering
Setning	Setningsplater under og i fylling. Setningsslanger for setningsprofil under og i fylling.
Poretrykkmålinger	Poretrykksmålere i naturlig grunn under fylling. Poretrykksmålere mellom partier med grunnforsterkning, f.eks. mellom kalkpeler.
Horisontale bevegelser	Inklinometer gjennom fylling eller i fyllingsfot.

Figur 1-0- 2 Målinger ved vegbygging på bløt grunn

Jordtrykkmålinger kan være aktuelt på spesielle prosjekter.

Instrumenteringen må beskyttes i anleggsfasen, og plassering av instrumenter planlegges med tanke på å unngå skader.

1.1 Forbelastning

1.1.1 Generelt

Forbelastning er en av de eldste metodene for å påskynde setningene i grunnen under vegfyllinger og brufundamenter. Metoden er enkel og mye brukt, men den har også sine begrensninger. Prinsippet ved metoden er å belaste grunnen midlertidig til en høyere spenning enn det den permanente belastningen vil medføre. For vegfyllinger utføres slik forbelastning vanligvis ved at fyllingen først bygges opp til et høyere nivå, og gjerne også med større bredde, enn ferdig veg. Tilsvarende utføres forbelastning for brufundamenter ved at det midlertidig legges ut fylling på det aktuelle fundamentstedet. Når forbelastningen fjernes etter en tid, vil den resterende setningen (restsetningen) under vegfyllingen eller fundamentet bli mindre enn hva den ville ha blitt uten forbelastning. Effekten av forbelastningen, og således størrelsen på restsetningen, vil avhenge av både størrelsen på og varigheten av forbelastningen.

Stabiliteten av fyllingen må være tilstrekkelig til å tåle vekten av tilleggsbelastningen. For vurdering av totalstabiliteten og bæreevnen vises det til Håndbok 016 (ref. 1). Hvis beregninger viser at det ikke er tilstrekkelig sikkerhet mot utglidning med den planlagte forbelastningen, kan det eventuelt legges ut midlertidige motfyllinger for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet.

For å oppnå hensiktsmessig effekt må metoden vurderes tidlig i plan/byggeprosessen slik at tilstrekkelig forbelastningstid kan planlegges og gjennomføres. I mange tilfeller vil forbelastning også kreve midlertidig tilgang til byggegrunn ut over hva det permanente prosjektet krever, og slike forhold må det også tas hensyn til tidlig i planfasen.

Forbelastning kan med fordel også kombineres med andre geotekniske tiltak, som vertikaldrenering, lette fyllmasser og kalk-/sementpeler. Ved å benytte vertikaldrenering (se kapittel 1.6) i grunnen under et område som forbelastes, vil størrelsen på (vekten av) forbelastningen og/eller forbelastningstida kunne reduseres. Ved å forbelaste grunnen der hvor det av setningsmessige årsaker er planlagt å bruke lette fyllmasser (se kapittel 2.4) kan nødvendig omfang av lette masser reduseres. Der hvor det av setningsmessige årsaker er forutsatt å benytte kalk-/sementpeler (se kapittel 1.7) kan nødvendig omfang av peler reduseres ved å kombinere dette tiltaket med forbelastning. I tilfeller der det av stabilitetsmessige grunner er behov for motfyllinger, vil motfyllingene også ha en supplerende forbelastningseffekt på undergrunnen, men totalsetningene og konsolideringstiden vil øke.

Grunnlag for prosjektering av forbelastning vil være beregninger/anslag av setningenes størrelse og tidsforløp. Resulterende effekt av forbelastning vil derfor i stor grad avhenge

av om setningsberegningene stemmer med virkeligheten. Setningsberegninger for løsmasser vil generelt være beheftet med en del usikkerhet, og særlig gjelder dette for torv. Verifisering av setningsberegninger oppnås bare ved måling av setningene med tilstrekkelig korte intervaller. Hvis de målte setningenes tidsforløp følger beregnet tidsforløp, vil størrelsen av opptredende primærsetninger sannsynligvis også stemme med de beregnede setningene.

I tillegg til at forbelastning påskynder setningsforløpet, gir metoden også en viss økning i grunnens skjærfasthet over tid. Denne tilleggseffekten av forbelastning kan forbedre beregnet langtidsstabilitet ved drenert analyse, og kan således ha betydning dersom langtidsstabiliteten (drenert) er dimensjonerende. Korttidsstabiliteten vil ofte være kritisk og et alternativ kan da være trinnvis oppfylling med poretrykkskontroll. Det vises til kapittel 2. Fyllinger

Forbelastning er vanligvis en rimelig byggemetode. Kostnadene vil imidlertid være avhengig av hvor langt fyllmassene må transporteres. Med god planlegging og nødvendig tid til rådighet kan massene ofte brukes et annet sted på veganlegget når forbelastningen skal fjernes. Jo tidligere i prosjektfasen denne byggemetoden blir vurdert/bestemt, jo lettere vil det være å innpasse den på en økonomisk gunstig måte til driftsopplegget i anleggsfasen.

1.1.2 Dimensjoneringsgrunnlag

1.1.2.1 Setning

Ved dimensjonering av forbelastning må en ta utgangspunkt i hvor store setninger som aksepteres på den ferdige vegen/konstruksjonen (se Håndbok 018 ref. 2). Hva som er akseptable setninger må sees i sammenheng med vegkurvatur og akseptable total- og differensialsetninger.

Setninger er tidsavhengige og kan ved et hvert tidspunkt uttrykkes ved formelen:

$$\delta_t = \delta_i + U_p \cdot \delta_p + \delta_s(t)$$

der:

δ_t = setningene ved tiden t

δ_i = initialsetningen

U_p = midlere konsolideringsgrad

δ_p = primærsetningen

δ_s = sekundærsetningen

For nærmere beskrivelse av de enkelte parametrene vises det til kapittel 7 i Håndbok 016 (ref. 1).

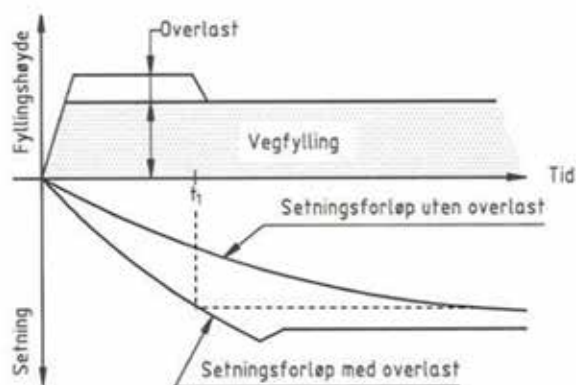
Dimensjoneringen omfatter bestemmelse av hvor stor forbelastning og liggetid som er nødvendig for at restsetningen etter at vegen/konstruksjonen er tatt i bruk skal ligge innenfor de forutsatte verdier for akseptable setninger.

Hvor stor forbelastningen bør være, avhenger av flere forhold. Viktigst er hensynet til grunnens bæreevne (stabiliteten). Dernest må forbelastningens størrelse vurderes ut fra hvor lang tid en har til disposisjon før forbelastningen må fjernes. Det har i mange tilfeller vært benyttet en forbelastning på ca 30% av prosjektert totallast der dette har vært mulig, men mindre forbelastning kan også gi vellykkede resultater avhengig av toleransekrav til restsetninger.

Den øverste linjen i Figur 1-1- 1 viser setningene for en vegfylling som beregningsmessig vil oppstå i grunnen pga. permanent last. Den nederste linjen viser setningene som vil oppstå som følge av en forbelastning i tillegg til den permanente lasten. Dersom forbelastningen blir liggende til tiden t_1 , vil grunnen ha satt seg like mye så langt i løpet av forbelastningstiden som de forventede totale setningene under den permanente fyllingen.

Det er imidlertid ikke selve setningsstørrelsen som er avgjørende, men i hvilken grad massene er konsolidert for en spenning tilsvarende det den permanente lasten medfører. For helt å unngå konsolideringssetninger etter at overlasten er fjernet, må det sjiktet i løsmassene der dreinsvegen er lengst, ha oppnådd en effektivspenning som tilsvarer den permanente spenningen. Spesielt ved leiravsetninger til stor dybde krever dette lang tid. Det som bør avgjøre hvor lang tid overlasten må ligge, er hva som kan aksepteres av gjenstående setninger og setningshastighet etter avlastning.

Påløpte setninger etter avlastning er også avhengig av krypegenskapene til jordarten. I bløt leire og torv kan krypsetningene bli forholdsvis store. Parametre for beregning av kryp bestemmes ved trinnvise ødometerforsøk.



Figur 1-1- 1 Setningsforløp med og uten forbelastning (etter figur 232.1 i håndbok 018)

Følgende informasjon er nødvendig for å kunne utføre setningsberegninger, og bestemme tidsforløp:

- Eksisterende effektivspenninger i grunnen.
- Framtidig belastning.
- Grunnforhold (lagdeling, dybde til berg, permeable lag).
- Jordmaterialenes deformasjonsegenskaper (deformasjonsmodul, modultall, konsolideringskoeffisient og forkonsolideringstrykk).

Dersom det skal utføres setningsberegninger for torv trenger en i tillegg opplysninger om følgende:

- Torvens mektighet
- Torvtype (inkludert Von Post, vanninnhold og glødetap)
- Grunnvannsnivå.
- Forekomst av kompressible lag under torven.

I tillegg kan det være aktuelt å bestemme torvens kompresjonsegenskaper og skjærfasthet. Dette er imidlertid et vanskelig forsøk å utføre og det er ikke vanlig praksis i dag.

Når ovennevnte informasjon foreligger, kan forventet størrelse på setningene samt tidsforløpet anslås/beregnes. Det er utarbeidet diagrammer som forenkler dette arbeidet. Det vises her til håndbok 016, kapittel 7 (ref. 1) og «Vägbyggnad på torv» (ref. 2).

Resulterende setninger ved vegfylling på torv skyldes flere faktorer. De to vesentligste bidragene får en ved utpressing av vann og ved horisontaldeformasjon av torvmassene. Begge disse faktorene har avgjørende betydning både for tidsforløpet og størrelsen av den endelige setning hvor torvens egenskaper, torvlagets tykkelse og vegfyllingens dimensjoner utgjør vesentlige parametre.

1.1.2.2 Tidsforløp

Forbelastningstiden vil være avhengig av følgende faktorer:

- setningsegenskapene til de bløte lagene
- mektighet av setningsgivende lag
- størrelse på fylling (bredde, lengde)
- størrelsen på forbelastningen
- dreneringsforhold (ensidig/tosidig)

Størrelsen på forbelastningen kan også vurderes i forhold til den tiden en har til rådighet.

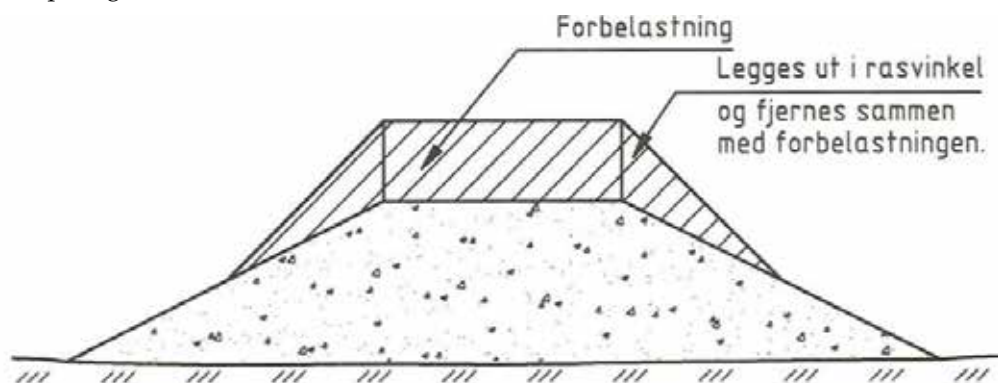
En liggetid på 6–12 mnd. har vært brukt med forventet effekt, men det kan også være gunstig med en lengre liggetid. En liggetid på opptil 2 år kan i noen tilfeller være ønskelig.

Hva som er akseptabel setningshastighet for å avslutte forbelastningen må vurderes spesielt i hvert enkelt tilfelle. Det vil avhenge av konstruksjonens art, hva den tåler av differensialsetninger osv.

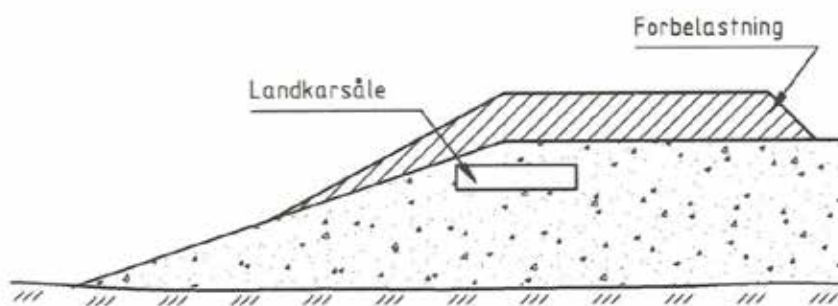
1.1.3 Utførelse

Forbelastning krever ikke noe spesielt utstyr eller materialer utover det som kreves til den ordinære fyllingen. Stabiliteten må imidlertid være tilstrekkelig for å unngå utglidning av fyllingen og det må påses at materialene oppnår planlagt densitet. Dette bør vurderes under prosjekteringen av hensyn til massedisponering.

Ved utlegging av forbelastning er det viktig å påse at hele området hvor setninger vil oppstå, blir forbelastet. Dette er viktig for senere å unngå problemer med differensialsetninger i tverrsnittet. Utlegging av forbelastning er vist i tverrprofil på Figur 1-1- 2 og i lengdeprofil på Figur 1-1- 3.



Figur 1-1-2 Utlegging av forbelastning, tverrprofil



Figur 1-1-3 Utlegging av forbelastning, lengdeprofil

1.1.4 Kontroll

1.1.4.1 Kontrollomfang

Kontrollen bør omfatte følgende punkter:

- At utlagte masser er som beskrevet i beregningsforutsetningene (dvs. riktig densitet).
- At overlasteren er lagt ut med riktig høyde og bredde.
- Målepunkter/slanger for setningskontroll er etablert.
- Målehyppighet og rapporteringsrutine er avtalt.

1.1.4.2 Setningskontroll

Oppfølging/kontroll av setningsutviklingen i forbelastningsperioden kan gjennomføres på flere måter, som beskrevet i det følgende:

Måling på fyllingstopp

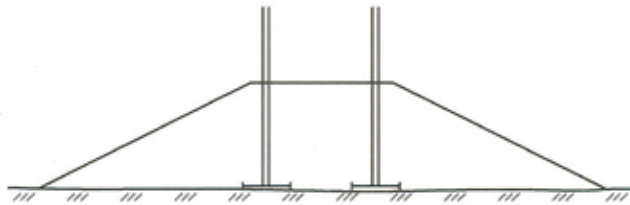
Det kan etableres målepunkter på overflaten av forbelastningen og disse måles inn (nivelleres) etter et fastsatt program. Målemetoden gir imidlertid ikke oversikt over setningsutviklingen spesifikt i undergrunnen, men gir totalsetninger som inkluderer eventuelle setninger i fyllingen/forbelastningen.

Setningsplate

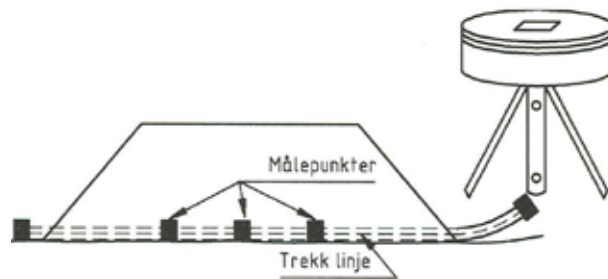
For å kunne følge setningsutviklingen i undergrunnen kan det etableres målepunkter eller måleslanger på opprinnelig terreng. Dette kan gjøres ved å plassere stive fotplater med sidekant 0,5–1,0 m på terreng. Til platene festes det solide stenger som forlenges etter hvert som fyllmassene legges ut slik at topp stang når over fyllingstopp til en hver tid (se Figur 1-1- 4). Når fylling og forbelastning er på plass måles toppen av stanga in (nivelleres) etter avtalt program. Sammenlignet med innmåling av punkter på overflaten av forbelastningen kan en da både følge setningene i undergrunnen og egensetningene i fyllingen. Eksempel på bruk av slike plater er vist i Kap. 2.3.3.8, se Figur 2-3-10.

Slangesetningsmåler

Alternativt kan det legges ut måleslanger på terreng før utfyllingen starter. Slangene overfylles med beskyttende masser (sand/grus) ved behov for å hindre eventuell skade på grunn av punktbelastning fra stor stein el.l. Innmåling av slangens posisjon utføres ved hjelp av en slangesetningsmåler som trekkes gjennom den nedgravde måleslangen. Måleren består av en trykksonde tilkoblet en væskefylt slange, en elektronisk trykkmåler, samt et stativ med en trommel som slangene kveiles opp på. Trykksondens kotehøyde (nivå) i forhold til stativets kotehøyde (referansenivå) vil da på et hvilket som helst sted inne i slangen gjenspeiles i væsketrykket som avleses i trykkmåleren. Prinsippet er vist i Figur 1-1- 5.



Figur 1-1- 4 Målestenger for setninger i grunnen under fylling (Foto: C. E. Dahl).



Figur 1-1- 5 Prinsipp for slangesetningsmåler.



Figur 1-1- 6 Slangesetningsmålerutstyr i bruk ved Løkkeberg bru, Østfold (Foto: Roald Aabøe)

Det finnes også andre typer setningsmålere i handelen.

1.1.5 Prosjekteksempler

Bildet på Figur 1-1- 7 viser tilløpsfyllingen for Brekke bru i Flåm. Forbelastning er lagt ut. Det vises også til Kap. 2.3.3 Fyllingshode for brufundamenter på land.



Figur 1-1- 7 Tilløpsfylling, med forbelastning, for Brekke bru i Flåm (Foto: Frode Oset).

1.1.5.1 Forbelastning av torv

Deler av Rv. 460 går i nærheten av Lindesnes over myr. Det har vært store setningsproblemer på denne vegstrekningen opp gjennom årene.

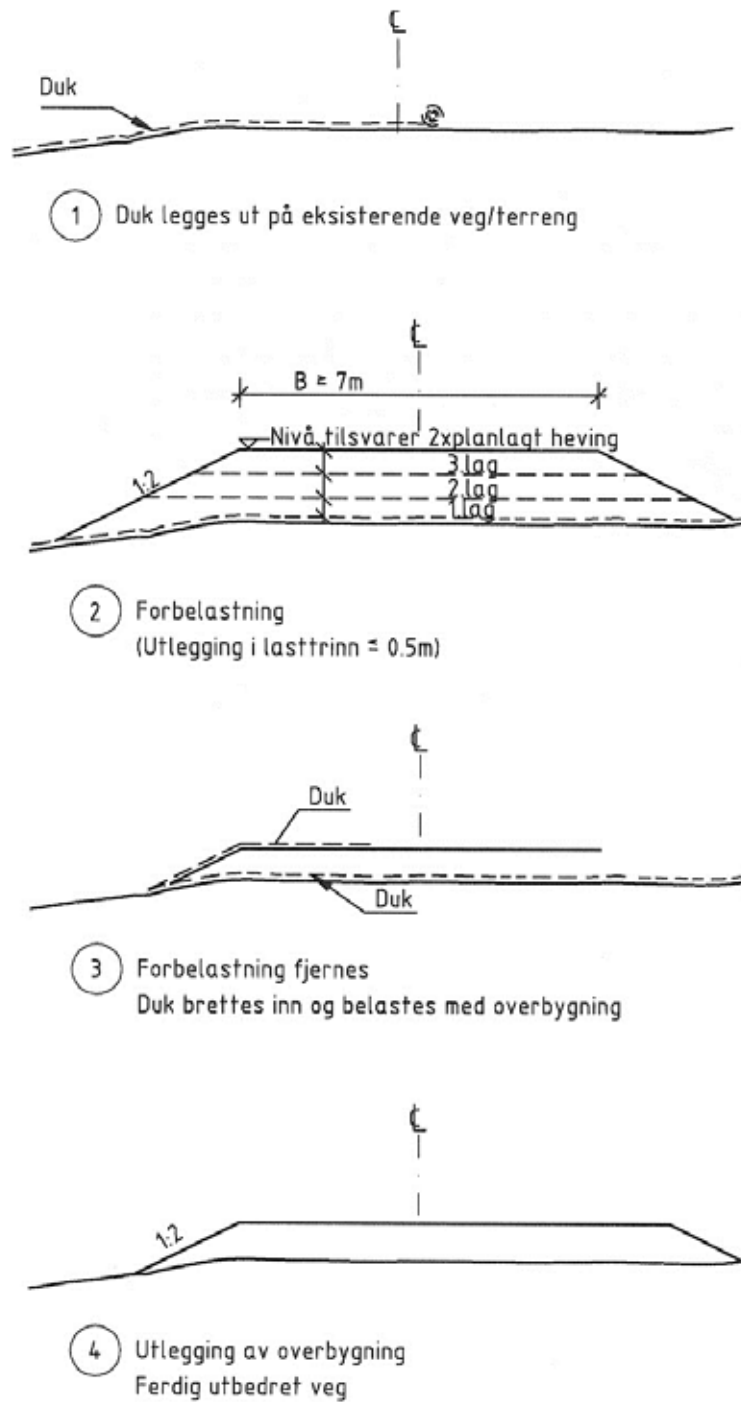
Løsmassene i området består av et 5–6 m tykt torvlag over et lag av silt og leire. Under leirlaget er det et 2–3 m tykt grus/morenelag. Dybden til berg er inntil 10 m.

Vegen skulle utbedres med en heving og en breddeutvidelse. Etter å ha vurdert forskjellige metoder ble det bestemt at torva skulle forbelastes. For å redusere differensialsetninger ble det lagt ut vevd polyesterduk (styrke 70 kN/m i begge retninger) under fyllingen.

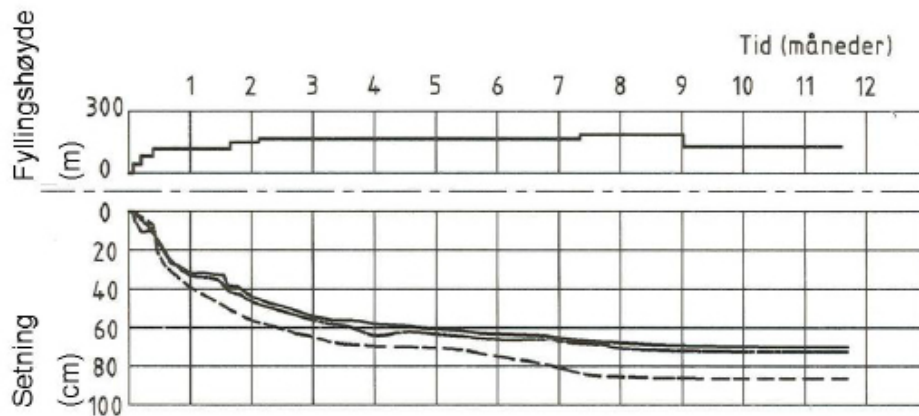
Forbelastningen ble lagt ut i flere trinn som vist på Figur 1-1- 8.

Nivellement av fyllingen, se Figur 1-1- 9 viser at det ikke har vært registrerbare setninger etter at forbelastningen ble fjernet.

Kostnadene ved denne metoden utgjorde 1/4 av kostnadsoverslaget til myrbru, som var den alternative utførelsesmåten for denne strekningen.



Figur 1-1- 8 Forbelastning av torv. Forskjellige trinn i utførelsen.



Figur 1-1- 9 Nivellement av fylling.

1.1.6 Symbolliste

- δ_t = setningene ved tiden t
- δ_i = initialsetningen
- U_p = midlere konsolideringsgrad
- δ_p = primærsetningen
- δ_s = sekundærsetningen
- p = endelig last

1.1.7 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 6 utgave, Oslo 2010.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (2) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (3) Carlsten P., Vägbyggnad på torv. Vägledning 2, Vägverket VBg & Statens Geotekniska Institut. Linköping 1989.
- (4) Flaate K., Setninger i torvjordarter. Intern-rapport nr.93, Veglaboratoriet. Oslo 1968.
- (5) Mitchell J.K, Soil Improvement - State-of-the-Art Report. XICSMFE, volume 4. Stockholm 1981.
- (6) Brekke J., Forbelastning; Rv 460 Utbedring ved Fjellskår, Forbelastning av torv. Kurs i geoteknisk prosjektering, Statens vegvesen, Veglaboratoriet. Oslo 1992.
- (7) Van Impe W.F., Soil Improvement Techniques and their Evolution, A.A.Balkema. Rotterdam 1989.

1.2. Motfylling

1.2.1 Generelt

Under normale forhold er motfylling den metode som er enklest å bruke for å sikre stabiliteten til en vegfylling. Forutsetningen er imidlertid at det er disponibel plass langs vegen.

Motfyllinger bygges oftest opp av materialer som ikke egner seg for oppbygging av vegfyllinger. I områder med bløt grunn er det vanligvis en del utgravde masser som må plasseres utenfor vegkroppen. Motfylling kan derfor være en rimelig sikringsmetode.

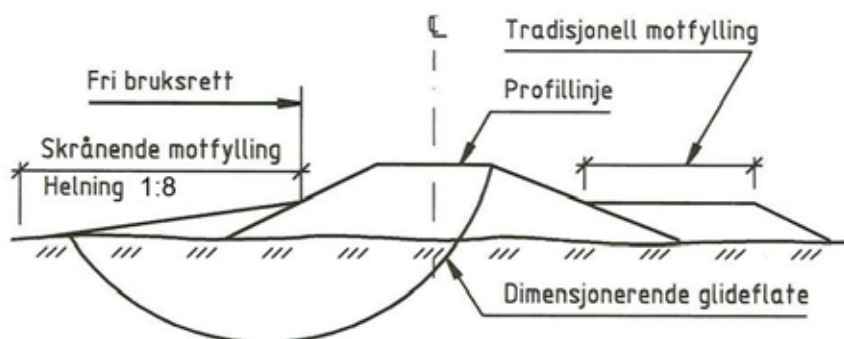
Når motfylling kan kombineres med jordbruksplanering og mer omfattende landskapsmessig arrondering, bør planene vurderes i samarbeid med landskapsarkitekt.

1.2.2 Dimensjoneringsgrunnlag

Det stilles vanligvis ikke krav til fasthet i utlagt motfylling. En må imidlertid påse at densiteten til massene er som forutsatt. Motfyllinger skal bygges opp samtidig med hovedfyllingen, slik at nivåforskjellen mellom hovedfylling og motfylling aldri overstiger den endelige høydeforskjell. Når det gjelder stabilitetsanalyser vises det til håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging (ref. 2).

1.2.3 Utførelse og kontroll

Motfyllingen utformes slik at den best mulig er tilpasset terrenget omkring. Det er i dag praksis at motfyllingen utformes slik at motfyllingsområdene kan komme til nytte. Planlegging og bygging utføres i samarbeid med grunneieren. Figur 2.1 viser utforming av tradisjonell motfylling og skrånende motfylling.



Figur 1-2-1 Utforming av motfyllinger

Det er viktig å sikre seg mot at motfyllingen blir fjernet ved et senere tidspunkt (klausulert ved tinglysing). Forøvrig kan grunneieren ha full bruksrett inn til selve motfyllingen. Egenstabilitet i motfyllingene kan ivaretas med bruk av sjeteer. Det vises til kapittel 2.0.7.1. Kontrollen må omfatte geometri og kan også omfatte:

- Densitet
- Massetyper
- Stabilitet av motfylling

1.2.4 Spesielle forhold

Metoden anbefales ikke som eneste tiltak dersom det er problemer med setninger. Motfyllinger kan gi økte setninger ettersom bredden av belastningen øker og dermed dybdevirkningen av spenningsøkningen i grunnen.

1.2.5 Referanser

- (1) Rygg N., Vegbygging på bløt grunn. Internrapport nr. 1386, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1988.
- (2) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 6.utg, Oslo 2010.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>

1.3. Masseutskifting

1.3.1 Generelt

Metoden går ut på å fjerne løsmasser som ikke har tilstrekkelig bæreevne som fundament for vegfyllinger og andre vegkonstruksjoner, og erstatte disse med masser som har tilstrekkelig bæreevne. Masseutskifting kan enten utføres ved at massene som skal skiftes ut (utskiftingsmassene) graves ut med påfølgende tilbakefylling av erstatningsmassene, eller ved at erstatningsmassene benyttes til å fortrenge utskiftingsmassene. Disse utskiftingsmetodene er beskrevet nærmere i det etterfølgende. Metoden er best egnet (økonomisk) dersom det er korte transportavstander og tilstrekkelige massedeponier.

Masseutskifting kan være en aktuell metode når undergrunnen består av torv eller sterkt humusholdige finkornige jordarter, samt bløt silt eller leire. Som erstatningsmasser er sprengstein best egnet i de fleste tilfeller, men også andre typer løsmasser kan benyttes når forholdene ligger til rette for det.

Nødvendig utskiftingsdybde, dvs. dybde til masser som har tilstrekkelig bæreevne, vil ha betydning for metodens anvendbarhet. Masseutskifting er generelt lettere å utføre jo mindre utskiftingsdybden er. Eksisterende forhold i omgivelsene, dvs. avstand til og fundamenteringsløsninger for eventuell nærliggende infrastruktur, vil også ha betydning for metodens anvendbarhet.

Masseutskifting kan medføre risiko for utglidninger, setninger og hevinger av nærliggende terreng. Før denne metoden tas i bruk må det derfor alltid gjøres en nøye vurdering av risikoen for skader på mennesker og eiendom, både innenfor masseutskiftingsområdet og i nærområdet rundt. Det må derfor utføres grunnundersøkelser i tilstrekkelig omfang slik at det er grunnlag for å vurdere nødvendig utskiftingsdybde, masseforbruk, sprengningsbehov og påvirkning av omgivelsene.

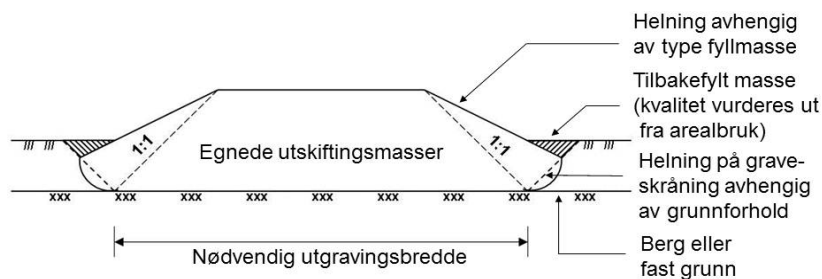
1.3.2 Utførelse

1.3.2.1 Masseutskifting ved utgraving

Masseutskifting utføres i de fleste tilfeller ved utgraving av massene som skal skiftes ut, og påfølgende tilbakefylling med erstatningsmasser. Nødvendig utgravingsbredde for å oppnå tilstrekkelig stabilitet av fyllingen fremgår av Figur 1-3- 1. Utgraving kan benyttes når det kan etableres graveskråninger som har tilfredsstillende stabilitet i perioden fra skråningene blir etablert og frem til erstatningsmassene er tilbakefylt. Lengden på perioden hvor utgravingen blir stående åpen kan reduseres ved å foreta seksjonsvis utgraving og tilbakefylling. Valg av seksjonslengde må da gjøres ut fra vurderinger av stabilitetsfor-

holdene i hvert enkelt tilfelle. Om nødvendig kan tilbakefylling utføres umiddelbart etter utgraving. I slike tilfeller vil det imidlertid erfaringsmessig kunne være noe problematisk å ha full kontroll med at det blir masseutskiftet helt ned til forutsatt dybde.

Maksimal utskiftingsdybde hvor fremgangsmåten med utgraving av massene kan benyttes, vil avhenge av både omgivelsene og utskiftingsmassenes fasthet. Dybder på 3-4 meter vil som oftest være uproblematisk, men også ved større dybder kan metoden være aktuell, spesielt hvis erstatningsmassene tilbakefylles umiddelbart etter utgraving.



Figur 1-3-1 Masseutskifting ved graving - gravebredde.

Masser til tilbakefylling må bestå av sprengt stein når det står vann i utgravingen eller er vanninnstrømning i graveskråningene. Er det ikke vann til stede kan det tilbakefylles med friksjonsmasser sand - grus, eventuelt med silt - leire forutsatt at det er mulig å utføre fyllings- og komprimeringsarbeidet i henhold til håndbok 018, Vegbygging (ref. 1). For tilbakefylling opp til terreng i de skraverte trekantene utenfor vegfyllingen kan det anvendes stedlige eller andre tilgjengelige masser, men kvaliteten på massene og utleggingsarbeidet må vurderes i forhold til fremtidig bruk av reetablert terreng.

For nødvendig utskiftingsbredde ved masseutskifting under fundamenter vises det til kapittel 2.3.3 «Fyllingshode for brufundamenter på land» som angir nødvendig bredder på fyllingshodet i fundamenternivå og skråningshelninger for steinfylling som gjelder både i lengde - og tverr-retning.

1.3.2.2 Masseutskifting ved fortregning

Dersom masseutskiftingsdybden er for stor til at det kan graves ut med stabile skrånninger må det masseutskiftes ved fortregning. Prinsippet for denne fremgangsmåten er at erstatningsmassene legges ut i fylling med tilstrekkelig høyde (tyngde) til at utskiftingsmassene fortregnes (se Figur 1-3- 4). I de fleste tilfeller må det i tillegg benyttes graving og/eller sprengning i løsmassene foran fyllingen for å oppnå tilfredsstillende fortregning.

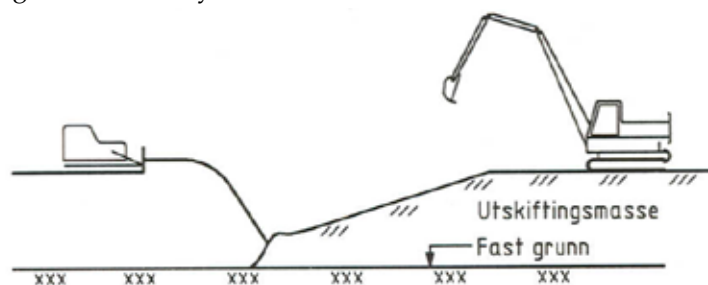
Maksimal utskiftingsdybde der fremgangsmåten med fortregning kan benyttes, vil

avhenge av hvilke hensyn som må tas til omgivelsene, hvilke fremgangsmåte som benyttes (graving og/eller sprengning), samt utskiftingsmassenes konsistens. I de fleste tilfeller hvor fortregning er utført med tilfredsstillende resultat har utskiftingsdybden vært inn til 8 – 12 meter. Det har imidlertid også vært utført vellykket massefortregning til 20–25 meters dybde. Fortregning til så store dybder anbefales bare under helt bestemte forutsetninger, som beskrevet i kapittel 1.3.2.4.

Ved massefortregning må det benyttes sprengstein som erstatningsmasse. Det bør fortrinnsvis benyttes grovsprengt stein, og stein fra tunnelsprengning er derfor lite egnet.

1.3.2.3 Graving foran fyllingstipp

Dersom utskiftingsmassene er meget bløte, uten noe fast lag i toppen, og utskiftingsdybden ikke er spesielt stor, kan det i prinsippet oppnås fortregning ved bare å bygge opp fylling med tilstrekkelig høyde. Etter hvert som fortregningen går fremover vil imidlertid massene som fortregnes bygge seg opp foran fyllingen, og etter hvert forhindre videre fortregning. For å få gjennomført hele fortregningsprosessen vil det derfor med denne fremgangsmåten bli nødvendig å grave bort de fortregnte massene. Denne fremgangsmåten medfører imidlertid en betydelig risiko for ukontrollerte utglidninger av fyllingen mens den er under oppbygging, med tilhørende fare for mannskap og utstyr som er involvert i arbeidet. Resultatet av en grundig risikovurdering må derfor være avgjørende for om en slik fremgangsmåte kan benyttes

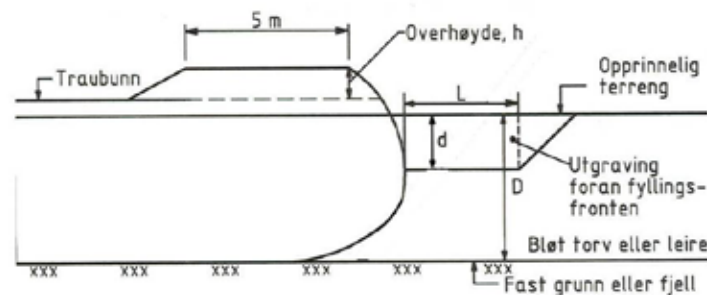


Figur 1-3- 2 Masseutskifting ved graving foran fylling.

Der hvor det finnes et relativt godt bæredyktig lag over utskiftingsmassene vil fremgangsmåten med avgraving av det faste topplaget som vist i Figur 1-3- 2 være både nødvendig og hensiktsmessig. Med et fast topplag vil fortregning bare ved hjelp av fylling i praksis ikke kunne benyttes da det i så fall vil være nødvendig å bygge fyllingen så høy at det vil fremprovosere et brudd i det faste topplaget. Et slikt brudd vil i de fleste tilfeller oppetre ukontrollert, og vil derfor medføre meget høy risiko for personell og utstyr involvert i arbeidet. Ved å benytte det bæredyktige laget som arbeidsplattform for en gravemaskin, og fjerne de faste massene foran fyllingstippen, vil fortregningen kunne gjennomføres med lavere oppfyllingshøyde, og betydelig mindre risiko for ukontrollerte utglidninger.

Anbefalte verdier for nødvendig oppfyllingshøyde og gravedybde- og lengde foran fyllingen fremgår av Figur 1-3- 3, men disse størrelsene må vurderes og reguleres fortløpende under arbeidets gang. Figuren viser ellers at fyllingen skal bygges opp med en overhøyde i forhold til prosjektert traubunn. Dette vil i de fleste tilfeller være nødvendig, spesielt når prosjektert traubunnen ligger i terreng høyde eller på lav fylling. I de tilfeller hvor det skal massefortrenges under en høy fylling kan det imidlertid være slik at det ikke kan fylles opp til permanent fyllingshøyde under fortrenningsarbeidet da dette kan medføre uakseptabel risiko for ukontrollerte, alvorlige utglidninger. I slike tilfeller må fyllingen bygges opp til et lavere, forsvarlig nivå under fortrenningsarbeidet, og deretter bygges opp til permanent høyde etter at fortrenningen er gjennomført.

Før fortrengning starter, graves det i en lengde på min. 5 m foran fyllingstippen. Steinmassene legges ut med overhøyde, min. 2 m, avhengig av fyllingshøyde og tykkelse av bløte lag. I de fleste tilfeller vil det være mest hensiktsmessig og minst risiko forbundet med at fortrenningsmassene tippes et stykke inne på fyllingen, og skyves ut til fyllingsfronten med dozer.



DIMENSJONER

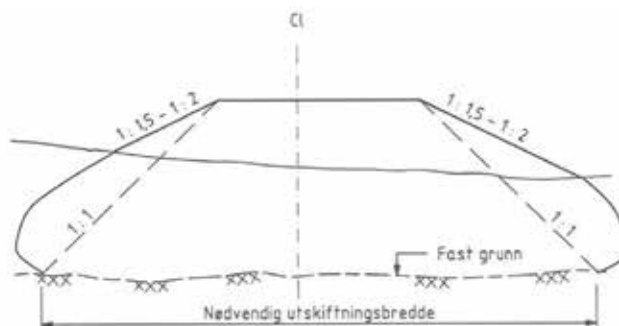
Overhøyde, $h = 2 - 4$ m vurderes i forhold til fastheten i grunnen, fyllingshøyde og dybde til fast grunn D , $h \text{ min.} = 2$ m.
Utgravingsdybde, d vurderes avhengig av topplagets jordart, fasthet og tykkelse. Utgravingslengde, $L = D - d$, min 5 m.

Figur 1-3- 3 Massefortrengning, lengdeprofil

Ved sjøfyllinger hvor ukontrollerte utglidninger kan medføre alvorlige konsekvenser, bør fortrenningsmassene tippes et stykke inne på fyllingen og plasseres på fyllingskråningen ved hjelp av gravemaskin som står på trygg grunn. Med trygg grunn menes i denne sammenheng den delen av fyllingen hvor det er utført sprengning. Gravemaskinen bør stå minst 3 m inne på trygg grunn da eventuelle ukontrollerte utglidninger i masseer under utlegging kan rive med seg bakenforliggende masser i en sone mellom sprengt fylling og fylling under utlegging.

Best resultat oppnås hvis fortrenningen utføres i retning med helningen på fast lag eller berg. Nødvendig utskiftingsbredde i forhold til den permanente fyllingens høyde og

bredde er vist i Figur 1-3- 4. Under terrengnivå vil imidlertid ikke skråningen for erstatningsmassene ha konstant helning, men bli brattere med dybden. Dette forhold må derfor vurderes og tas hensyn til når nødvendig fyllingsbredde planlegges.



Figur 1-3- 4 Masseutskifting, tverrprofil.

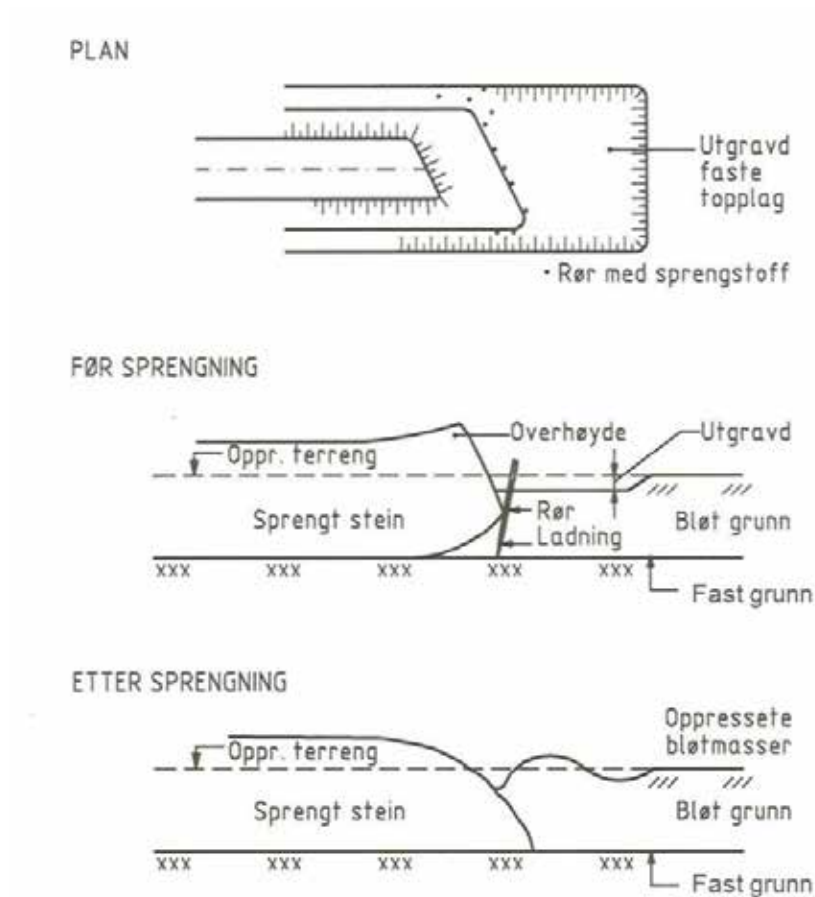
1.3.2.4 Sprengning foran fyllingstippen

Når dybden til fast grunn er for stor til at massene kan fortrenses med graving foran fyllingen kan detonerings av sprengladninger i løsmassene foran fyllingen være en effektiv måte å foreta massefortrengning på der hvor forholdene ellers ligger til rette for det. Ved sprengning vil fastheten i massene reduseres, og de vil dermed være lettere å fortrenge. Jo høyere løsmassenes sensitivitet er, jo bløtere og lettere å fortrenge vil de bli etter sprengning. Sprengninger har vanligvis størst effekt når ladningene plasseres på eller like over fast grunn.

Sprengning kan benyttes enten alene, eller i kombinasjon med graving foran fyllingen, som vist i Figur 1-3- 5. Best effekt oppnås når fronten på fyllingen skrås i samme retning som fallet på underliggende berg/faste lag. Eventuelle faste bæredyktig topplag vil imidlertid etter hvert miste sin fasthet som følge av sprengningen, og vil da ikke lenger kunne benyttes som arbeidspattform for utgraving foran fyllingen. Det vil derfor i mange tilfeller etter hvert bli umulig å få fjernet masser fra området nærmest fyllingsfronten når det først har blitt tatt i bruk sprengning.

Nødvendig fyllingshøyde, samt plassering og størrelse av sprengladningene, vurderes og reguleres fortløpende under arbeidets gang.

Sprengladninger plasseres i stålrør eller plastrør som trykkes eller slås ned til forutsatt fortrensningsnivå foran fyllingsfronten, fortrinnsvis så nær inntil fyllingen som mulig. Rørene skal kunne skjøtes for å oppnå tilstrekkelig dybde. For å oppnå best mulig effekt av sprengningen bør rørene være så tynnveggede som mulig, men godstykkelsen må likevel være så tykk at rørene lar seg presse eller slås ned til nødvendig dybde. Ved fortrensnings-



Figur 1-3- 5 Sprengning foran fyllingstipp

ningsdybder inntil ca. 15 meter vil det være hensiktsmessig å benytte rør med diameter 2" (ca. 5 cm). Ved større dybder kan det være gunstig å benytte rørdimensjon 3" (7–8 cm), slik at en forholdsvis større andel av ladningen blir liggende i dybden. Avstanden mellom rørene rundt fyllingsfronten bør i utgangspunktet være 2–3 m ved bruk av 2" rør. Ved bruk av større rørdimensjon bør det benyttes større røravstand. Et utgangspunkt for ladningsstørrelsen i hvert rør kan være $(1 \times D)$ kg, der D er fortrenningsdybden i m, se Figur 1-3- 3. Det skal fortrinnsvis benyttes momenttennere til detonering av ladningene, men det kan også vurderes å bruke millisekundtennere. For å unngå «utblåsning» fra rørene må det alltid benyttes fordemning fortrinnsvis ved bruk av sand.

Avstanden mellom to sprengninger bør ikke overstige 5 m i fyllingsretningen.

Etter at sprengning er utført kan det av sikkerhetsgrunner være behov for å vente en tid før videre utfylling fortsetter på grunn av mulig forsinkelse i fortrenningsutviklingen.

Fortrengte masser foran fyllingsfronten skal om nødvendig graves ut etter hver sprengning. Etter lengre tids stopp i arbeidene utføres det sprengning før arbeidet tas opp igjen.

Fortrengning ved bruk av sprengning vil uvilkårlig medføre rystelser. Før metoden tas i bruk må det derfor gjøres en grundig vurdering av hvilke eventuelle ulemper for og skader på omgivelsene disse rystelsene vil kunne medføre.

For at fortrengning ved sprengning skal kunne tas i bruk som forsterkningsmetode der hvor det er bløte masser til store dybder (dvs. mer enn 15–20 meter) er det en del forhold som må ligge til rette for at resultatet skal bli vellykket. For det første vil det være nødvendig å benytte forholdsvis store mengder sprengstoff ved hver sprengning. Dette vil stille ekstra store krav til forhåndsvurderingen av om det er konstruksjoner eller annet som kan utsettes for skadelige rystelser på grunn av sprengningene i området. For det andre må ikke de store løsmassedybdene være begrenset til en grop der hvor det skal fortrenges. I fortrengningsretningen må det over en relativt lang strekning være så stor mektighet av bløte masser at fortrengningen ikke hindres ved at massene som skal fortrenges møter en «motbakke» av fastere masser. Fortrengning til store dybder får direkte påvirkning på forholdsvis store områder utenfor selve vegen, og i et forholdsvis stort område på sidene av vegen må det derfor kunne aksepteres en varig heving av terrenget (ref 6).

Også til selve utførelsen av arbeidet stilles det spesielle krav når det skal masseutskiftes ved sprengning til store dybder. For det første vil det, som nevnt foran, være nødvendig med større rørdiameter og forholdsvis store mengder sprengstoff i dybden. Erfaringer tilsier at det også er gunstig å benytte en ekstra rad med rør foran tippene, anslagsvis 5–8 meter utenfor den primære raden. Når det fylles opp igjen med fortrengningsmasser (sprengstein) etter en sprengning bør det ikke fylles opp på de massene som skal fortrenges. Utfyllingen bør derimot stoppes ved fyllingsfoten som er blitt dannet etter sprengningen. Denne fremgangsmåten vil føre til at fortrengningsarbeidet vil ta lengre tid, men den vil til gjengjeld øke kvaliteten på fortrengningen.

Det skal ellers påses at sprengning utføres som forutsatt. Noen ganger tar det tid før ettervirkningen av sprengningen kommer til opphør ($\approx 1/2$ time) og ferdsel på fyllingen med maskiner og mannskap skal først skje etter at all ettervirkning har opphørt (ref. 7).

1.3.2.5 Ettersprengning

For å sikre tilstrekkelig sideveis fortrengning kan det være nødvendig å utføre ettersprengning langs vegfyllingen. Ettersprengning skal sikre at fyllingen får kontakt med fast grunn eller berg ut til skråningshelning 1: 1 fra vegkant, se Figur 1-3- 4.

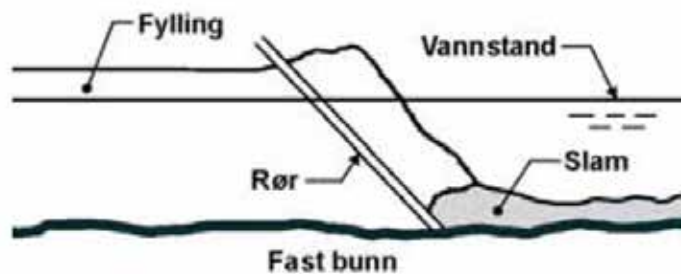
Ladninger á 3–5 kg plasseres i rekke langs og på skrå under fyllingsfot med avstand ca.

5 m. Ladningene settes av samtidig. Virkningen av sprengningen registreres ved nivellement av punkter på vegfyllingen.

Ettersprengning gjentas til registrerbare / målbare setninger langs vegkantene etter sprengningen er akseptable.

1.3.2.6 Massefortrengning ved fylling i vann

Massefortrengning kan også utføres ved at det legges rør på fyllingsfront før videre utfylling i vann som illustrert på Figur 1-3- 6 (Flekkefjordmetoden se ref. 4).



Figur 1-3- 6 Massefortrengning med ladning i rør lagt på fyllingsfront før overfylling og sprengning

Sprengladninger kan også benyttes på utfylte skrånninger for fortrengning av underliggende bløte masser (se kap. 2.3.4.5).

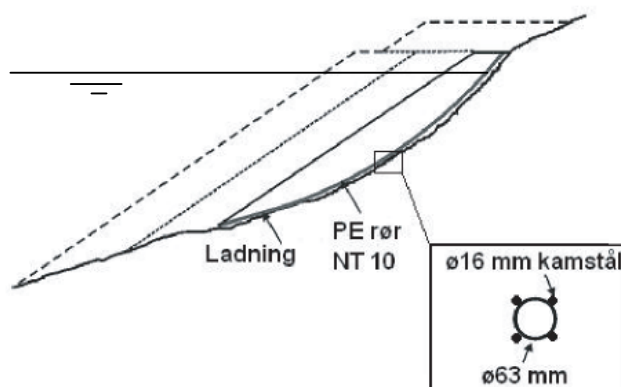
Det skal utføres ettersprengning langs fyllinger som fundamenteres ved fortrengning.



Figur 1-3- 7 Eksempel på ettersprengning av fylling lagt ut med Flekkefjordmetoden (Foto: Frestad/Pedersen)

Ved utfylling i vann på bratt sjøbunn har fortrengning ved sprengning i plastslanger lagt ut på sjøbunnen før utfylling vært anvendt med godt resultat i flere tilfeller. Plastrør av type PE rør NT 10 (Ø 63 mm) har vært benyttet og disse legges med 5–10 m avstand langs

strandkanten og ut i sjøen så langt ut en ønsker at fortrenning skal skje. Slangene vektet med armeringsjern som lodd for at de ikke skal flyte opp, se Figur 1-3- 8. Etter at utfylling er foretatt, lades slangene og sprengning foretas (Aurlandmetoden se ref. 5). Deformerte/semmenklemte slanger kan medføre problemer ved ladning. Det bør derfor unngås å fylle med grov stein før slangene er tilstrekkelig tildekket med finsprengt stein.



Figur 1-3- 8 Massefortrengning ved sprengning i plastslanger plassert på sjøbunn.

Slangene bør ikke lades helt ut til fyllingstå da liten overdekning her kan medføre at massene spres utover sjøbunnen uten at nevneverdig fortrenningseffekt oppnås. Plassering av dypeste ladning bør derfor knyttes til en nærmere definert minste overdekning.



Figur 1-3- 9 Utfylling i sjø med bruk av Bailey bru og flåter (Foto: Frode Oset)

Ved fortreningsarbeider i Aurland, Sogn- og Fjordane (ref. 5) ble det også benyttet Bailey-bru materiell som vist på Figur 1-3- 9, for riktig posisjonering av fyllmaser over plastslangene og for sikring av transportmaskiner under tipping.

1.3.3 Kontroll og oppfølging

Det skal utarbeides kontrollplan for masseutskiftingsprosjekter. Kontrollplaner skal omfatte kontrolltiltak som har betydning for å sikre at arbeidene utføres i henhold til planene, og for å oppnå forutsatt kvalitet.

Kontrollplaner skal omfatte følgende punkter:

- **Fyllingsområdet** Det skal påses at fyllingsområdet er klargjort med hensyn til fjerning av matjord, trær, stubber og røtter.
- **Geometri** Det skal vurderes om dybder til berg/fast bunn er fastlagt i tilstrekkelig omfang slik at masseutskiftningsens geometri kan fastlegges.

Det skal påses at utgraving utføres i planlagt bredde og dybde, se Figur 1-3- 1, Figur 1-3- 3 og Figur 1-3- 4.

- **Masser** Det skal kontrolleres at fyllmassene er som forutsatt med hensyn til steinkvalitet, steinstørrelse og fordeling.
Om nødvendig må subbus sorteres fra.
- **Utlegging** Det skal påses at fyllingen legges ut som forutsatt med hensyn til bredde og fyllingshøyde, medregnet overhøyde før hver sprengning. Tilkjørt masse volum registreres, dokumenteres og sammenlignes med teoretisk volum.
- **Sprengning** Det skal kontrolleres at sprengladninger plasseres i henhold til planene, og at sprengstoffmengde og tennere er som forutsatt.

Resultatet av hver sprengning registreres med nivellement og dokumenteres på profiler.

- **Ettersprengning** Det skal påses at ettersprengning utføres som planlagt med hensyn til plassering, sprengstoffmengde og tennere.

Effekten av hver sprengning nivelleres og dokumenteres på profiler.

- **Komprimering** Etter at all sprengning er utført, skal fyllingen komprimeres i henhold til håndbok 018, Vegbygging (ref. 1).

- **Forbelastning** På ferdig komprimert fylling legges ut eventuell forbelastning. Setninger registreres og dokumenteres.
- **Etterkontroll** Setningsnivellering av ferdig fylling utføres i en periode for å avgjøre når overbygning og dekke kan legges. Slik setningskontroll er spesielt viktig når fyllingen skal bære brulandkar eller andre konstruksjoner. Etterkontroll dokumenteres.
- **Registrering av skader** Før arbeidet starter og under arbeidets gang skal eventuelle nærliggende hus og andre konstruksjoner registreres med hensyn til skader og nivelleres.

Ved sprengning må det vurderes om det oppstår vibrasjoner som kan føre til skader. Ved sprengning i vann må en også ta hensyn til mulig skade på fisk. Skader kan også oppstå dersom arbeidene fører til grunnvannsenking. Kontroll må bestå i registreringer og nivålement som dokumenteres.

1.3.4 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>.
- (2) Babic M.M. et.al., Fylling over Leangbukta. Internrapport nr. 1025. Veg laboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1982.
- (3) Vaslestad 1., Ras ved Imsen, rv 723; Utbedring med massefortrengning. Internrapport nr. 1272. Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1986.
- (4) Statens vegvesen, Massefortrengning av fyllinger under vann, Laboratorieserien rapport nr. 74, februar 1996.
- (5) Statens vegvesen, Strandsonestabilitet, Sk.kurs 13.–14, oktober 1998, Fyllinger i sjøen, utlegging og sprengning, Intern rapport nr. 2060, november 1998.
- (6) Seim T., Massefortrengning til stor dybde på land, Intern rapport nr. 2116, Geoteknisk Prosjektering - Sentralt kurs 3.–4. november 1999, Vegdirektoratet 1999.
- (7) Hagen E., Massutskifting ved fortrengning, Framnes bru, Hedmark, Kurs i grunnboring, Olavsgårdhotel, mai 1989, Teknologirapport Nr. 2515, Vegdirektoratet 2008

1.4 Armering under fylling

1.4.1 Generelt

Ved vegbygging på bløt grunn kan bæreevnen økes ved bruk av jordarmering. Jordarmering har vært benyttet i Norge siden middelalderen. Aktuelle armeringsmetoder var kavler, trær, kvist eller faskiner.



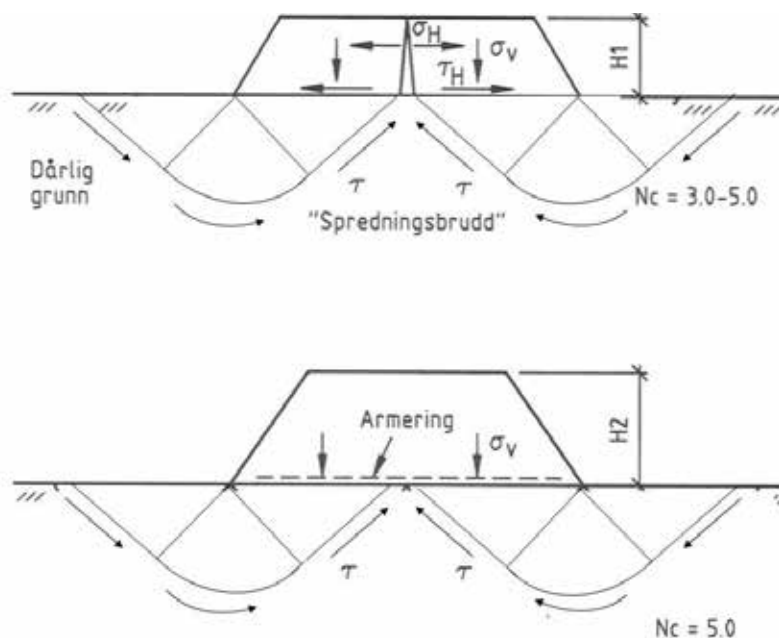
Figur 1-4- 1 Bruk av bakhon som armering under fylling i Fornebukrysset (Foto: Roald Aabøe)

I Trøndelag er det gravd fram veger som er lagt på kavler og som er tidfestet til år 1000-1100. I dag benyttes i prinsippet samme metode, men andre materialer som stålarmingsnett eller geosynteter (geotekstiler eller geonett). En oversikt over aktuelle materialer benyttet til jordarmering er gitt i (ref. 9). Geosynteter brukt til jordarmering kan ha dukstruktur eller nettstruktur.

Figur 1-4- 2 viser forenklet effekten av en strekkarmering i underkant av fylling.

Uten armering vil jordtrykket (σ_v) kunne forårsake horisontale deformasjoner i underkant av fyllingen og mobilisering av skjærspenninger (τ_h). Dette kan forårsake spredningsbrudd som vist i Figur 1-4- 2.

En effektiv strekkarmering vil motvirke strekktøyninger i nederste del av fyllingen og skjærspenningene reduseres vesentlig. Dette vil igjen motvirke skjærdeformasjoner i undergrunnen.



Figur 1-4- 2 Armering under fylling på bløt grunn gir økt bæreevne. a) Spredningsbrudd uten armering. b) Økt bæreevne med armering under fylling

Bæreevnen øker fordi den kritiske skjærflaten både går dypere og blir lenger. Beregningsmessig vil det komme til uttrykk ved at bæreevnefaktoren N_c øker på grunn av redusert ruhet (τ) i fundamentnivå.

Armeringens primæroppgave er således å redusere mobiliseringsgraden for undergrunnen (øker stabiliteten og reduserer skjærdeformasjonene).

Selv om jordarmeringen vil gi økt bæreevne, vil ikke setningene i grunnen redusere. Differansesetningene kan imidlertid reduseres betydelig ved bruk av jordarmering.

Ved å bruke armering under fylling kan fyllingshøyden (H) økes fra høyden H_1 uten armering til høyden H_2 med armering, se Figur 1-4- 2. Jordarmering kan også benyttes til å bruke en steilere skråningshelning enn hva opprinnelig egenstabilitet tillater, ved å armere selve fyllingen.

Separasjon av materialer er en effekt som også oppnås ved bruk av enkelte armeringsduker. Ved bruk av nett må det kombineres med et mer egnet geotekstil for å oppnå separasjon. Armeringsduker har også en viss evne til å filtrere fine jordpartikler. Dersom filtrering er en primæroppgave må det dimensjoneres ut fra oppsatte filterkriterier.

Ved dimensjonering av armering under fylling må flere lasttilfeller undersøkes. Disse er; totalstabilitet, stabilitet i fyllinga mot horisontalglidning og utpressing av masser under fyllinga samt tilleggskrefter pga. setninger. Det forutsettes da at lokalstabiliteten av selve fyllingsskråningen er ivarett med stabil skråningshelning tilpasset aktuelle fyllingsmaterialer eller ved en armert løsning ved bruk av brattere skråning.



Figur 1-4-3 Utlegging av armeringsnett med underliggende fiberduk.

1.4.2 Dimensjoneringsgrunnlag

1.4.2.1 Materialtyper og egenskaper

De fleste geotekstiler og geonett framstilles av polymere materialer (kunststoff). Enkelte geotekstiler framstilles av naturlige fibre, eksempelvis ull og bomull.

De mest vanlige produkter som benyttes til framstillingen av syntetiske armeringsprodukter er:

- Polyester: Samlenavn på kunststoff en får ved å lage en ester av organiske syrer og alkoholer.
- Polyamid: Termoplast laget ved kondensasjon av diverse kjemiske forbindelser.
- Polyetylen: Termoplast laget ved polymerisasjon (en kjemisk prosess) av etylen.
- Polypropylen: Plaststoff.

Figur 1-4- 4 viser de ulike polymertypenes bestandighet med hensyn til kjemiske stoffer og ulike påvirkningsfaktorer.

Polymer type	Evne til å motstå										
	Høy temperatur	Absorpsjon av vann	Syrer	Baser	Biologisk nedbrytning	Saltvann	Mineralske oljer	Flybensin	Løsningsmidler	UV-stråler, ustabilisert polymer	UV-stråler, stabilisert polymer
Polyester					God	God	God	God			
Polyamid		God			God		God			God	God
Polyetylen	God				God		God	God			
Polypropylen	God				God		God			God	God

Lav
 Middels
 God
 Meget god

Figur 1-4- 4 Polymertypenes bestandighet

Med hensyn på langtidseffekt har polyamid og polyester evnen til å stabilisere seg på et bestemt tøyingsnivå. Polypropylen og polyetylen vil fortsette å kripe hvis lasten er større enn dimensjonerende langtidsstyrke. For beregning av dimensjonerende materialstyrke vises det til håndbok 016 (ref. 1)

De viktigste dimensjonerende egenskaper for armering under fylling er:

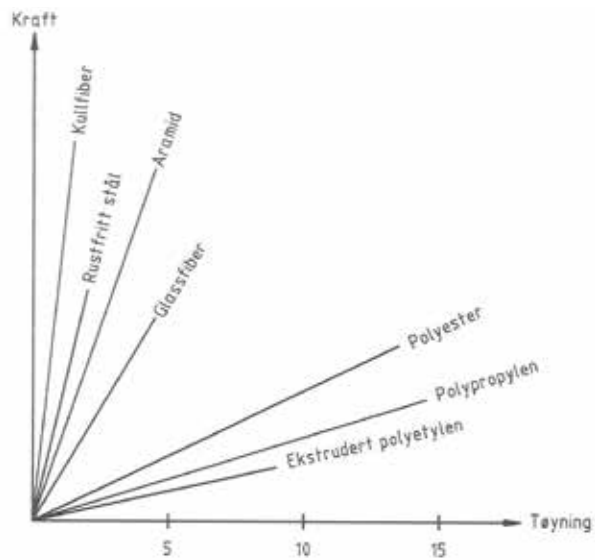
- styrke og stivhet for strekkpåkjenninger
- kryp motstand (forholdet tøyning/tid)
- friksjon/heft mellom materialet og jorda

Strekstyrke og stivhet avhenger både av råmaterialet brukt i armeringen og produktenes framstillingsmåte og struktur. Arbeidskurver for en del råmaterialer til framstilling av jord-armering framgår av Figur 1-4- 5.

Stivhet for små strekktoyninger vil være viktigste styrkeparameter for armering under fylling.

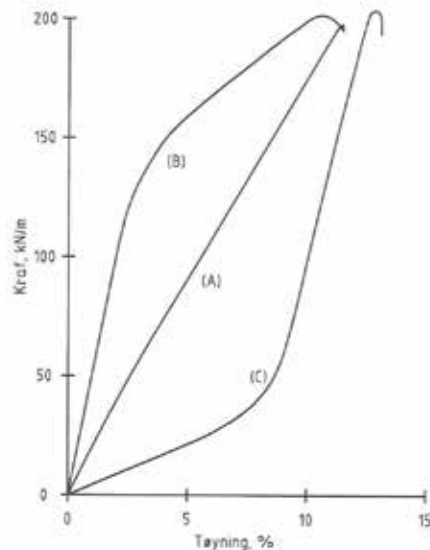
Fokusering på bruddstyrke vil i de fleste tilfellene være lite relevant for armeringens funksjon i ferdig konstruksjon, men kan av og til ha en viss berettigelse for byggefasen.

Kraft/tøyingsdiagram (mao. stivheten) kan oppvise stor forskjell for produkter med samme bruddlast og bruddtøyning.



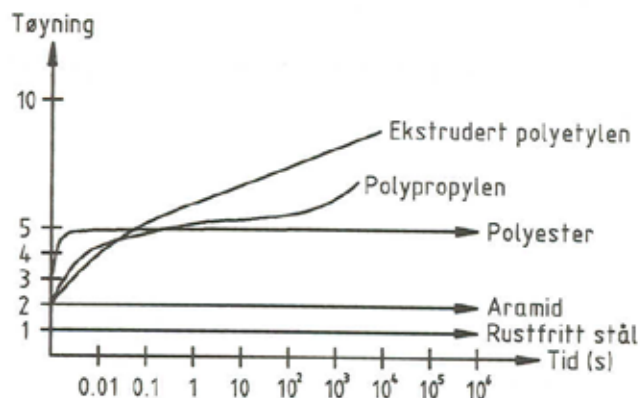
Figur 1-4- 5 Kraft/tøyningsdiagram for ulike armeringsmaterialer (prinsippkisse).

Figur 1-4- 6 viser arbeidskurver for tre geosynteter med vesentlig forskjellige stivhets-egenskaper, men med samme strekkstyrkeegenskaper. Armeringstøyninger større enn 5% (langtid eller korttid) tillates ikke for armering under fylling. Det er imidlertid viktig å være klar over at arbeidskurver fra forsøk med armeringen alene ikke nødvendigvis viser hvordan armeringen fungerer i konstruksjonen. Resultatet av slike forsøk må derfor sees i sammenheng med armeringens funksjon og tilstand i konstruksjonen.



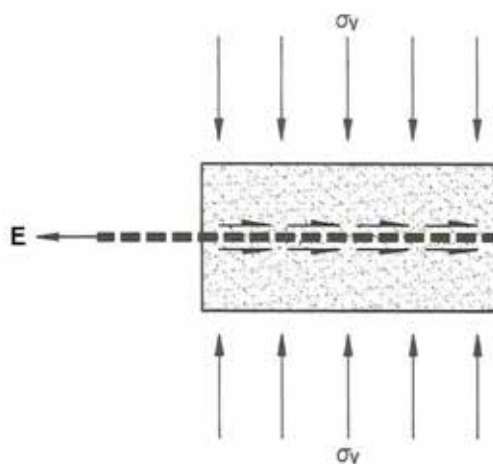
Figur 1-4- 6 Arbeidskurver for 3 geosynteter med samme strekkstyrke og bruddtøyning.

Figur 1-4-7 viser tøyning/tidsdiagram for noen armeringsmaterialer.



Figur 1-4-7 Tøyning/tidsdiagram.

Friksjonens størrelse (samvirket med jord) er avhengig av armeringens overflate og struktur og jordmaterialets egenskaper, se Figur 1-4-8.



Figur 1-4-8 Friksjon mot armeringen.

Friksjonskraften E mot armeringen kan finnes av (tosidig friksjon):

$$E = \sigma_v \cdot 2A \cdot \alpha \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_M}$$

hvis jordlaget over armeringen følger med blir uttrykket (ensidig friksjon):

$$E = \sigma_v \cdot A \cdot \alpha \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_M} \quad \text{eller uttrykt som skjærspenning} \quad \tau = \frac{E}{A} = \alpha \cdot (\sigma_v' + a) \cdot \frac{\tan \phi'}{\gamma_M}$$

der:

σ_v = vertikalspenning

A = armeringens overflate

α = reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord

a = attraksjon

ϕ' = jordens friksjonsvinkel

γ_M = partsialfaktor for materialegenskap

Reduksjonsfaktoren α for friksjon mellom armering og jord kan finnes fra tabell Figur 1-4-9.

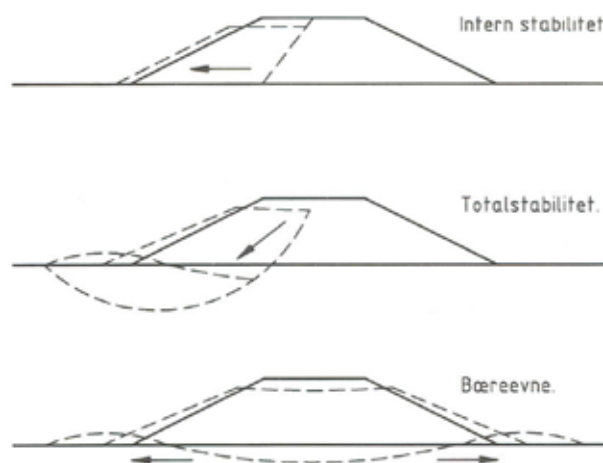
Jordart					
Type armering	Leire, silt	Sand	Natur grus ¹⁾	Knust grus ¹⁾	Spreng stein ¹⁾
Nett	0,8	0,9	0,95	1,0	1,0
Duk	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8

¹⁾ Fyllmasser med d_{50} større enn 1,5 x minste maskestørrelse (lysåpning) for nettet bør unngås. Avstrøing av nettet kan benyttes under slike forhold. Type og tykkelse av avstrøingsmasser må vurderes i hvert tilfelle.

Figur 1-4-9 Reduksjonsfaktor α for friksjon mellom armering og jord.

1.4.2.2 Bruddtyper

Ved bruk av armering under fylling på bløt grunn er det tre bruddtyper som må undersøkes, se Figur 1-4-10. Disse er; totalstabiliteten, stabiliteten i fyllinga mot horisontalglidning (intern stabilitet) og utpressing av masser under fyllinga (bæreevne) samt tilleggskrefter pga. setninger. Det forutsettes da at lokalstabiliteten av selve fyllingsskråningen er ivare tatt med stabil skråningshelning tilpasset aktuelle fyllingsmaterialer eller ved en armert løsning ved bruk av brattere skråning.



Figur 1-4-10 Armering under fylling på bløt grunn, bruddtyper.

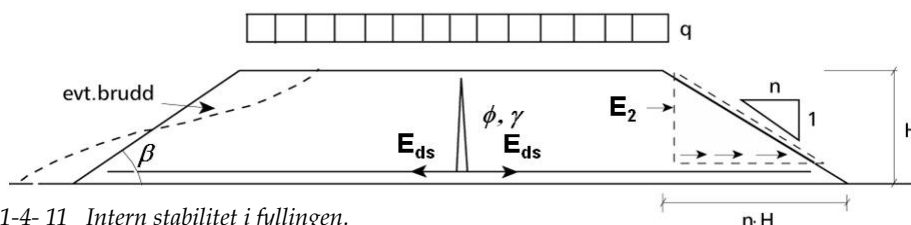
Dimensjonerende kraft (maksimal strekkraft i bruddgrensetilstanden) E_d som skal opptas av armeringen er den største av

- den maksimale strekkraften som er nødvendig for å sikre totalstabilitet E_{do} pr. m eller
- summen av maksimal strekkraft som er nødvendig for å hindre horisontal glidning E_{ds} pr. m og den maksimale strekkraft som er nødvendig for å hindre utpressing av masser under fyllingen E_{df} pr. m dvs. $E_{ds} + E_{df}$.

Bruddstyrken i armeringen X_d må ikke være mindre enn beregnet dimensjonerende kraft E_d (dvs. $X_d \geq E_d$).

Nødvendig forankringslengde utenfor fyllingens skulder, L , er den største verdien av L_b for å sikre totalstabilitet, L_e for å hindre horisontal glidning og L_{ext} for å hindre utpressing av masser under fyllingen. Det er god praksis å legge armeringen helt ut til foten av fyllingsskråningen og om nødvendig også å brette armeringen opp langs skråningen og tilbake inn i fyllingen.

1.4.2.3 Stabilitet i fyllingen



Figur 1-4- 11 Intern stabilitet i fyllingen.

Dersom det ikke finnes friksjon mellom fylling og undergrunn, blir kraften som skal holde fyllinga sammen lik det aktive jordtrykket.

$$E_{ds} = K_A \cdot \left[\gamma \cdot \frac{H^2}{2} + q_d \cdot H \right] \text{ hvor } q_d = \text{dimensjonerende tilleggs-last p\u00e5 fyllingen,}$$

eks. $q_d = \gamma_Q \cdot q$ hvor q er variabel last (eks. trafikklaster) og γ_Q partsialfaktor for lastvirkning fra variabel last.

Det utf\u00f8res kontroll av sikkerheten mot brudd i skr\u00e5ningen ved bruk av en av f\u00f8lgende formler:

$$\gamma_M = n \cdot \tan \phi'$$

$$\text{eller } \gamma_M = \frac{\tan \phi'}{\tan \beta}$$

Fyllingens geometri påfører utadrettede spenninger i jordmassene under fyllingen, Figur 1-4- 12. Hvor undergrunnen består av meget bløte masser i begrenset dybde, så kan de utadrettede spenningene forårsake utpressing av de bløte massene. For å hindre dette må den horisontale lengden av fyllingsskråningen L_s og armeringens forankringslengde L_{ext} være stor nok til å mobilisere tilstrekkelig motkraft i armeringen (E_{df}). I nedenstående ligning antas $L_{ext} = L_s$. Det må utføres iterasjoner med hensyn til tykkelsen av det bløte laget i undergrunnen z_i for å finne maksimalverdien. Da dette er en bruddsituasjon som antas å kunne oppstå nær overflaten av det bløte laget, anbefales det å begrense tykkelsen av det bløte laget til maksimum $z_{i\max} = 1,5 \cdot H$ for skråningshelninger i området $1,5 < n < 3,0$.

$$L_{ext} \geq \frac{(\gamma \cdot H + q_d - (4\tau_d + 2\xi_d z_i)) z_i}{(1 + \alpha_2) \tau_d + \xi_d z_i} \geq 0$$

hvor

z_i = dybden til den nedre glideflaten.

Hvis de bløte massene i undergrunnen har begrenset dybde og har en konstant udrenert skjærfasthet, dvs $\zeta = 0$, så kan z_i settes $z_i = t$, hvor t er den totale tykkelsen av det bløte laget. Hvis $\zeta \neq 0$ så må det utføres beregninger for varierende verdier av $z_i < t$ for å finne største nødvendige sidelengde L_{ext} .

t = er tykkelsen av det bløte laget

τ_d = dimensjonerende udrenert skjærfasthet i det bløte laget under armeringen

ξ_d = økningen i udrenert skjærfasthet pr. m dybde under fyllingen

α_2 = reduksjonsfaktoren for samvirke mellom armering og undergrunnen med fasthet $\tau_d = c_u / \gamma_M$. NB! Merk at samsvar i tøyninger er nødvendig for å kunne anvende største verdi av reduksjonsfaktoren (sensitive masser i undergrunnen).

H = fyllingshøyden

γ = dimensjonerende tyngdetetthet for fyllmassene

q_d = dimensjonerende tilleggslast fra belastninger på fyllingen medregnet lastfaktor

Hvis beregningene viser $L_{ext} > L_s$ så må skråningshelningen reduseres (dvs. n må økes).

Største nødvendige forankringslengde L_{ext} (beregnet for $L_{ext} = L_s$) anvendes for å beregne strekkraften generert i hovedarmeringen pr. m på grunn av utadrettede skjærspenninger i undergrunnen selv om L_s og L_{ext} er valgt lengre enn nødvendig:

$$E_{df} = \alpha_2 \cdot \tau_d \cdot L_{ext} = \alpha_2 \cdot \frac{c_u}{\gamma_M} \cdot L_{ext}$$

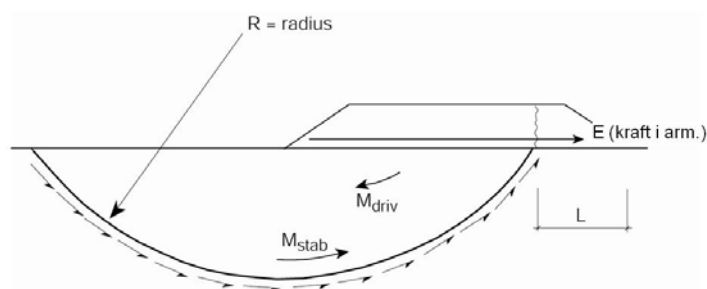
hvor

τ_d = dimensjonerende udrenert skjærfasthet i det bløte laget under armeringen

L_{ext} = beregnet nødvendig armeringslengde utenfor fyllingsskulder

α_2 = reduksjonsfaktoren for samvirke mellom armering og undergrunnen med fasthet c_u .
NB! Merk at samsvar i tøyninger er nødvendig for å kunne anvende største verdi av reduksjonsfaktoren (sensitive masser i undergrunnen).

1.4.2.4 Totalstabilitet



Figur 1-4-13 Glidesnitt - beregning av totalstabilitet.

For totalspenningsanalyse er partsfaktoren uten armering:

$$\gamma_M = \frac{\text{stabiliserende moment}}{\text{drivende moment}} = \frac{M_{\text{stab}}}{M_{\text{driv}}}$$

Med armering under fyllinga blir partsfaktoren:

$$\gamma_M = \frac{M_{\text{stab}} + \Delta M_{\text{stab}}}{M_{\text{driv}}}$$

ΔM_{stab} = nødvendig stabiliserende tilleggsmoment for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet.

Bemerk at innføringen av armeringskrefter endrer rotasjonspunktets beliggenhet og dermed også forandrer størrelsen på M_{driv} og M_{stab} .

$$\Delta M_{\text{stab}} = R \cdot E \cdot \cos \beta \Rightarrow E_{\text{do}} = \frac{\Delta M_{\text{stab}}}{R \cdot \cos \beta}$$

der R er radius i glidesirkelen, β er glidesirkelens helning med horisontallinjen og E_{do} er strekkraft i armeringen.

Beregning av strekkraften i armeringen kan utføres ved en vanlig stabilitetsberegning hvor aktuelle bruddflater undersøkes. Den kan utføres for $a\phi$ -analyse og $aD\phi$ -analyse så vel som totalspenningsanalyse.

For dype glideflater og smale fyllinger får armeringen begrenset effekt med hensyn på totalstabiliteten pga. at forankringslengden blir for kort. I slike tilfeller kan det være aktuelt å forankre armeringen i motfyllinger.

Armeringen må ha tilstrekkelig forankring i tilliggende jord for å sikre at nødvendig E_{do} kan oppnås. Nødvendig forankringslengde L_j beregnes i henhold til formel

$$L_j \geq \frac{E_{do} \cdot \gamma_p}{\alpha_1 \cdot (a + \gamma_d \cdot h) \cdot \tan \phi'_{d1} + \alpha_2 \cdot \tau_{d2}} = \frac{E_{do} \cdot \gamma_p}{\alpha_1 \cdot (a + \gamma_d \cdot h) \cdot \tan \phi'_1 / \gamma_M + \alpha_2 \cdot c_{u2} / \gamma_M}$$

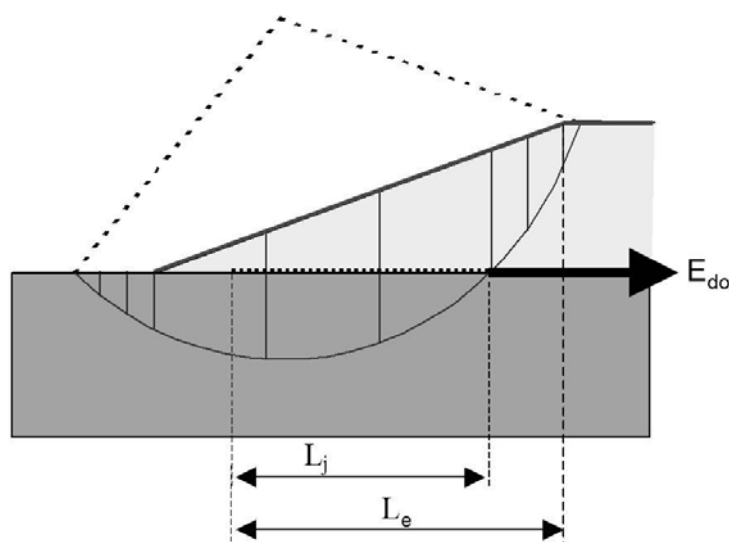
h = gjennomsnittlig fyllingshøyde over armeringen (L_j)

γ_d = dimensjonerende tyngdetetthet av fyllingen

γ_p = partsialfaktor for sikkerhet mott uttrekk av armeringen

$\alpha_1 \alpha_2$ = reduksjonsfaktorer for friksjon henholdsvis over og under armeringen

L_j velges som den største lengden som fremkommer ved innsetting av verdier for α , a , $\tan \phi'_{d1} = \tan \phi'_1 / \gamma_M$ og $\tau_{d2} = c_{u2} / \gamma_M$ for fyllmasser og undergrunn. Eventuelt anvendes $\tan \phi'_{d2} = \tan \phi'_2 / \gamma_M$ istedenfor τ_{d2} hvis denne verdien er bestemt og relevant for materialene i undergrunnen.

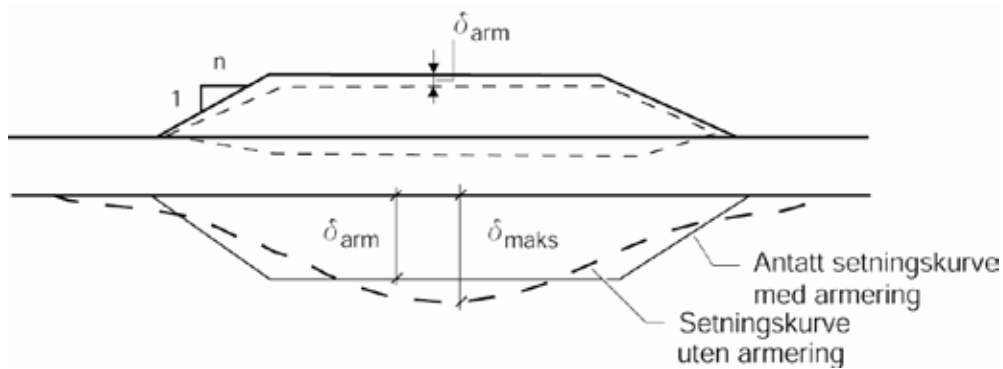


Figur 1-4- 14 Nødvendig forankringslengde L_j og forankring utenfor fyllingsskulder, L_e

Det er ikke nødvendigvis glidesirkelen som gir størst E_{do} som gir den største verdien for L_e .

1.4.2.5 Tilleggskrefter pga. setninger

Hvordan en armering i detalj fungerer i forbindelse med setninger er uklart. Generelt gjelder for beregningsmodellen nedenfor at små setningsdifferanser påvirker armeringen i liten grad. Spenningene blir små. Armeringen betraktes som «setningsutjevner» i samsvar med Figur 1-4- 15.

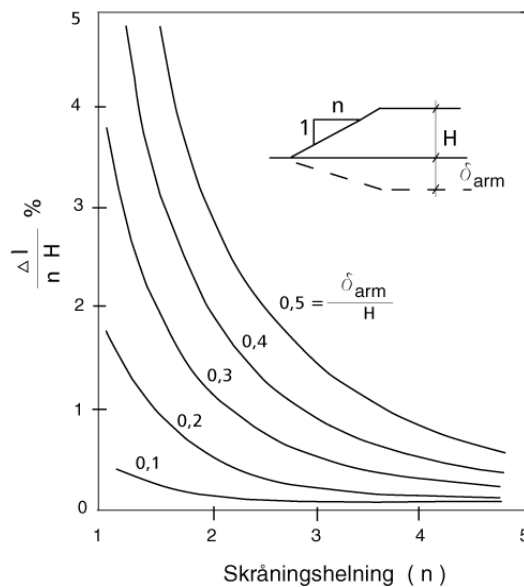


Figur 1-4- 15 Armering under fylling som setningsutjevner.

Erfaringsmessig kan en sette $\delta_{arm} = 0,8 \cdot \delta_{maks}$ der δ_{maks} er maksimal setning under fyllinga beregnet med vanlig metode. Forlengelsen (tøyning) av armeringen beregnes fra:

$$\Delta L = \sqrt{\delta_{arm}^2 + n^2 \cdot H^2} - (n \cdot H)$$

Tøyning i armeringen uttrykt ved $\frac{\Delta L}{n \cdot H}$ kan også finnes fra Figur 1-4- 16.



Figur 1-4- 16 Tøyningen i armeringen.

Når ΔL er bestemt kan tilsvarende kraft i armeringen E_s tas ut fra last/deformasjonsdata for armeringsmaterialet.

1.4.2.6 Kombinasjon av lasttilfeller

Største verdi E_d av E_{do} fra Kap. 1.4.2.4 eller summen av $E_{ds} + E_{df}$ fra Kap 1.4.2.3 benyttes i de videre dimensjoneringsberegninger.

Ved fastsettelse av E_d velges den største verdi av følgende:

1. Nødvendig kraft i armeringen for å oppnå tilstrekkelig totalstabilitet, E_{do} eller
 2. Krefter i armeringen pga. glidning mot underlaget og utpressing av masser under fyllingen, $E_{ds} + E_{df}$
- E_d kombineres så med
3. Kraft i armeringen pga. tøyning E_δ .

Største kraft i respektive snitt av fyllinga blir da $E_{maks} = E_d + E_\delta$

1.4.2.7 Dimensjonering av armering

Velg armering slik at $E_{maks} \leq X_d$

X_d = tillatt kraft i armeringen (se Hb 016 Kap 16.2.)

E_{maks} = maksimal armeringskraft etter summering

1.4.2.8 Forankring av armering

Den resulterende kraften som skal overføres i et snitt fås fra summering av kreftene i henhold til 1.4.2.6. Armeringen kan mobilisere en kraft (R_{mob}) som overføres via armeringens underside til jord.

I 1.4.2.3 og 1.4.2.4 er nødvendig forankringslengde for de respektive belastningstilfellene kontrollert. Når last på grunn av deformasjoner legges til, må det også kontrolleres at forankringslengden for det kombinerte lasttilfellet også er tilfredsstillende.

Mobiliserbar kraft i armeringen bestemmes av:

$$R_{mob} = \tau \cdot L$$

der τ er mobiliserbar skjærspenning som beskrevet under avsnitt 1.4.2.1.

Det må også kontrolleres at nødvendig kraft E_{maks} kan tas opp av R_{mob} .

1.4.2.9 Deformasjon i jordarmering

Det er viktig at jordarmeringen mobiliserer spenninger samtidig som jorda. Dette er spesielt viktig for jordarmering under fylling på bløt grunn. Jordarmeringen må derfor spennes opp før fyllmasser legges på. Hvis det er slakk i armeringen, kan det oppstå skjærdeformasjoner i jorda før armeringen begynner å virke noe som vil kunne føre til ujevn fyllingsoverflate.

Når armeringen belastes vil det oppstå tøyninger i denne. I Håndbok 016 kap. 16.1.2 er det vist til at de totale tøyninger i en armert konstruksjon bør begrenses til $\epsilon_{\text{totalt}} \leq 5\%$ og at krypdeformasjoner etter anleggsfasen begrenses til $\epsilon_{\text{kryp}} \leq 2\%$. For fylling på bløt grunn vil det vanligvis ikke være kritisk om $\epsilon_{\text{totalt}} \leq 10\%$, men $\epsilon_{\text{totalt}} \leq 0,7 \cdot \epsilon_{\text{brudd}}$. For fylling på undergrunn med kontraktante materialer (kvikkleire) så bør $\epsilon_{\text{totalt}} \leq 3\%$ for å sikre samvirke.

1.4.2.10 Forenklet dimensjonering av anleggsveg på bløt grunn

Ved behov for midlertidige anleggsveger på bløt grunn kan det være ønskelig å redusere fyllingstykkelsen mest mulig også der en vanlig fyllingstykkelse har tilstrekkelig bæreevne. Armeringens hovedoppgave blir da å sikre tilstrekkelig bæreevne for hjullastene slik at økende spordannelse forhindres.

Først må da minste tykkelse av vegoverbygningen som er nødvendig for å gi kjøretøyene tilstrekkelig bæreevne finnes. En tilnærming kan være å dimensjonere ut fra Hb 018 med en reduksjon i tykkelse basert på erfaring med hvor stor effekt armeringen har. En leire med udrenert skjærfasthet 15 kPa vil i hht. Hb 018 kreve et vegfundament på ca 100 cm uten armering. En ren bæreevnebetragtning vil imidlertid kreve omkring 80 cm som minste tykkelse av forsterkningslag og bærelag med noe variasjon etter hvor mye spordannelse som kan aksepteres. Beregninger for å vurdere effekt av armering utført med et regnearkprogram utviklet ved Montana State University, og tilpasset til norske forhold av SINTEF, viser at fyllingstykkelsen kan reduseres til ca 55 cm når det benyttes armering.

Som overslag, og eventuelt som alternativ til det nevnte regnearket, kan det for en løsning med armering vurderes hvor tynn overbygningen kan være ved bruk av bæreevneformel. Situasjonen direkte under hjullasten vurderes da. Overslagsmessig kan spenningstilstanden i underkant av fyllingen finnes ved å anta en spredning i vertikalspenning med dybden. En spredning på 2:1 blir ofte benyttet som et tilstrekkelig konservativt anslag for de fleste jordarter. Ved å legge inn et armeringslag lenger opp i fyllingen, og ved å tillate noe hjulspordannelse, kan det antas at fordelingen blir så bratt som 1,5:1.

Med armering kan det antas at horisontalspenningene i stor grad tas opp av armeringen i en bruddtilstand, dvs. at det ses bort fra horisontalspenninger mot undergrunnen i overslaget.



Figur 1-4-17 Trykkfordeling under hjul i vegfylling

Ved å benytte bæreevneformel kan tillatt spenning mot undergrunn q finnes. Som en forenkling tas ikke vekten av fyllingen med og det benyttes bæreevnefaktor for statisk belastning.

$$q = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma_M} \text{ kPa}$$

Med kjent hjullast Q kan nødvendig areal for å bære denne lasten beregnes som

$$A = \frac{Q}{q} \text{ m}^2$$

Arealet kan antas å være tilnærmet sirkulært og dermed kan radien i sirkelen R beregnes.

$$R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \text{ m}$$

Antas kontaktflate for hjulene å ha bredde d m, blir nødvendig fyllingshøyde, se Figur 1-4-17

$$H = \left(R - \frac{d}{2}\right) \cdot 1,5 \text{ m}$$

Denne dimensjoneringen forutsetter imidlertid at det tillates vesentlige deformasjoner i traub/undergrunn ved repetert/syklisk belastning. Vegens overflate jevnes til ved behov.

VIKTIG!

For anleggsvæger som senere skal inngå som en del av et forsterkningslag, bør undergrunnens mobilisering reduseres ved at det benyttes en lavere bæreevnefaktor for repetert/syklisk belastning (eventuelt at sikkerhetsfaktoren økes) for å sikre at krav til traubunnens jevnhet opprettholdes.

Når fyllingens nødvendige tykkelse er bestemt, må fyllingenes stabilitet og nødvendig armeringsstyrke vurderes etter rutinene for armert fylling på bløt grunn. Det bør vurderes om det er fare for at fyllingen stedvis kan bli vesentlig tykkere enn beskrevet. Det blir raskt store setninger i torv, og dette kan det bli kompensert for allerede ved utlegging av masser, eventuelt at det legges ut mer masser etter hvert som det oppstår setninger og hjulspor.

Armeringens funksjon vil først og fremst være knyttet til å ta opp horisontale spenninger fra hjullast (det er forutsatt at det ikke overføres horisontale spenninger til undergrunn), samt fungere som setningsutjevner. Det vil kreves en relativt høy stivhet i armeringen for å kunne ta opp spenninger fra hjullaster da tøyningene i armeringen må holdes på et minimum.

Forelgnelse av armeringen kan beregnes som vist i avsnitt 1.4.2.5

$$\Delta L = \sqrt{\delta_{arm.}^2 + n^2 \cdot H^2} - (n \cdot H)$$

Hvis det forutsettes at hoveddelen av setningstøyningene kommer under de ytre delene av fyllingen, vil tøyning over en lengde på $2 \cdot H$ da utgjøre:

$$\varepsilon = 100 \cdot \frac{\Delta L}{2H} \%$$

Armeringens stivhet kan ut fra dette tilpasses til akseptable tøyingsnivå ved valg av armeringstype.

Et eksempel på slik dimensjonering av anleggsveg i forbindelse med bygging av LoFast er vist i prosjekteksempler 1.4.5.3.

1.4.3 Utførelse

Ved utlegging av armering under fylling på bløt grunn er det viktig å unngå grunnbrudd i anleggsperioden.

Armeringen bør normalt legges ut vinkelrett på senterlinje fylling (på tvers av fyllingen). Dette vil si at jordarmeringen legges med høyeste strekkstyrke i retning med største påkjenning.

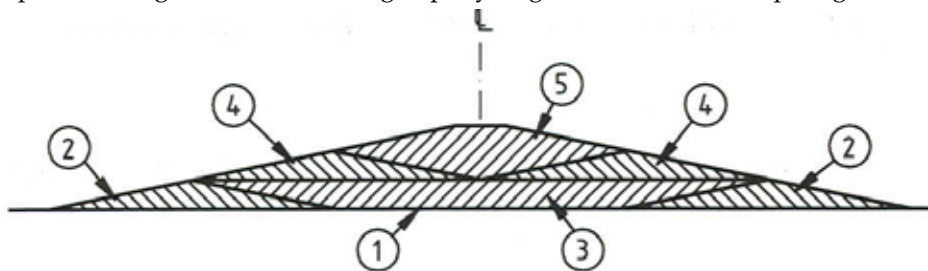
Det må brukes lett utstyr ved utlegging av massene. Valg av doser vurderes i forhold til grunnforhold og lagtykkelse ved utleggingen i forhold til doserens marktrykk og totalvekt. Anbefalt totalvekt er maks 22 tonn. Lagtykkelsen i fyllingen bør ikke overstige 0,3 m.

Eventuell tørrskorpe bør bevares mest mulig uforstyrret.

Der hvor grunnen er så bløt at den ikke bærer anleggsmaskinene, kan armeringen legges ut direkte på grunnen. Ved svært bløt grunn kan det være en fordel å bruke geonett. Ved bruk av geonett må det først legges en lett geotekstil som separasjonsduk. Ved legging av armering på bløt grunn skal det brukes sydde skjøter og ikke overlapping. Ideelt skal skjøtene ha like stor strekkstyrke som geotekstilet, men i praksis er det sjelden at strekkstyrken i skjøtene er større enn $2/3$ av strekkstyrken i geotekstilet.

Skjøtene er det svake punkt i armeringen, og disse må utføres nøyaktig. Skjøter på tvers av tverrprofilet må unngås. Skjøting av geotekstiler er nærmere beskrevet i (ref.5).

Ved spesielt bløt grunn kan rekkefølgen på fyllingen utføres som vist på Figur 1-4- 18.



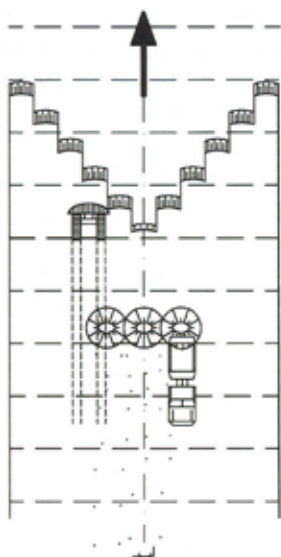
Figur 1-4- 18 Fylling på geotekstil over bløt grunn.

Etter at geotekstilet er lagt ut (trinn 1) plasseres masse på begge ender (trinn 2). Dette gjøres for å spenne opp geotekstilet, slik at strekkstyrken mobiliseres ved senere oppfylling. Så plasseres og fylles masse i midten (trinn 3). Ved neste lag legges først masse på endene (trinn 4), og så i midten (trinn 5). Maksimalt 30 cm lagtykkelse brukes.

Ved utlegging av det første laget må det ikke brukes for tunge anleggsmaskiner, slik at lokale bæreevnebrudd oppstår.

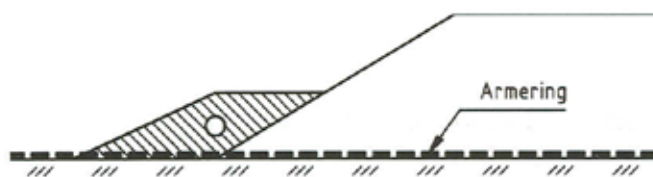
Tyngre utstyr kan brukes etter at første laget er lagt ut. Lagene komprimeres etter hvert.

Ved meget bløt grunn plasseres fyllingen formet som en «U», se Figur 1-4- 19.



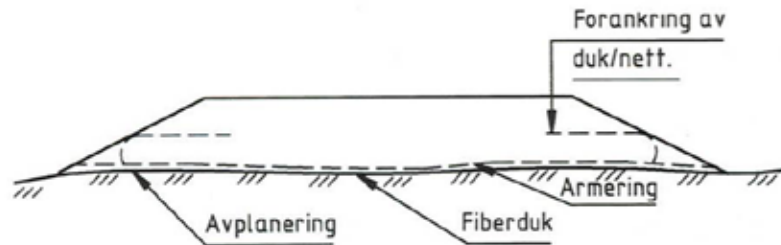
Figur 1-4- 19 Utlegging av fylling på geotekstil over meget bløt grunn.

Eventuelle «skrukker» i armeringen må rettes ut før fyllingen plasseres. Armeringen må alltid være stram, slik at den ligger i strekk. På denne måten mobiliseres strekkstyrken uten for mye deformasjon. Fyllingene må legges ut symmetrisk slik at det hele tiden er balanse. For å få til en permanent strekk i geotekstilet, kan det være nødvendig å legge ut små motfyllinger som vist på Figur 1-4- 20.



Figur 1-4- 20 Motfyllinger for å holde strekk i armeringen.

Armeringen kan også brettes rundt som vist på Figur 1-4- 21.



Figur 1-4- 21 Oppbretting av armering.

1.4.4 Kontroll

Ved utlegging av armering på bløt grunn er det viktig å kontrollere utførelsen slik at det ikke oppstår grunnbrudd i anleggsfasen.

Lagtykkelse og utleggingsprosedyre må kontrolleres. Det skal dokumenteres at armeringsmaterialet tilfredsstillende de krav som er satt opp.

For armering under fylling skal følgende mekaniske egenskaper dokumenteres:

- Strekkstyrke og deformasjon
- Kryp
- Styrke av skjøter
- Friksjon
- Rivestyrke

Disse egenskapene skal være dokumentert i henhold til (ref. 1).

Krav og retningslinjer for prosjektering og utførelse av armert jord i veg og fyllinger er angitt i (ref. 8).

Geotekstilene skal plasseres og oppbevares slik at de ikke blir utsatt for sollys og fuktighet.

Det skal kontrolleres at geotekstiler ikke blir liggende eksponert mer enn noen timer før de blir tildekt av masser.

Bestandighetsegenskapene til geotekstilene skal dokumenteres (kjemisk nedbryting, sollys etc.).

Det må kontrolleres at det ikke er skarpe steiner eller andre ting som kan skade jord-armeringen på underlaget hvor jordarmeringen skal legges ut.

Eventuelle større ujevnheter på undergrunnen må avrettes før jordarmeringen legges ut.

Utlekking av jordarmeringen utføres slik at det blir minst mulig skjøter, Utleggings-retningen av jordarmeringen skal være vist på tegninger. Dette er spesielt viktig hvis jordarmeringen har forskjellig strekkstyrke i lengde- og bredderetning.

Det må kontrolleres at fyllmassene som brukes er i henhold til spesifikasjonene.

Fyllmassene skal ikke tippes direkte på jordarmeringen, men tippes på tidligere utlagte masser og spres ut med egnet utstyr. Fyllmassene over jordarmeringen skal ikke trafikkeres før det er lagt ut minst 300 mm.

Det skal ikke brukes vibrerende komprimeringsutstyr på det første laget.

Hvis jordarmeringen også brukes til separasjon og filtrering må hydrauliske og filtrerende egenskaper dokumenteres.

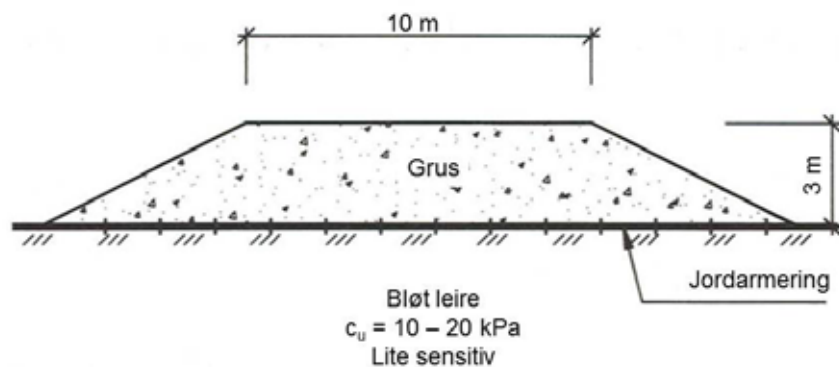
1.4.5 Prosjekteksampler

1.4.5.1 Veg på bløt grunn

Det skal brukes jordarmering under en 3 m høy fylling på bløt leire.

Grunnforhold

Leira har en udrenert skjærfasthet i området 10-20 kPa og er lite sensitiv ($S_t < 8$). Ødometorforsøk har vist at leira er forkonsolidert med en forbelastning på 100 kPa, slik at det ikke er problemer med setninger. Treaksialforsøk har vist at leira har en friksjonsvinkel på 29° og en attraksjon $a = 0$.



Figur 1-4- 22 Prosjektert vegfylling.

Dimensjonering

- Dimensjonerende materialstyrke - grus:

Partiafaktor for materialegenskap $\gamma_M = 1,4$

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'}{\gamma_M} = \frac{\tan 38^\circ}{1,4} = 0,56 \Rightarrow \phi'_d = 29^\circ$$

- Dimensjonerende materialstyrke - leire:

$$\tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'}{\gamma_M} = \frac{\tan 29^\circ}{1,4} = 0,40 \Rightarrow \phi'_d = 22^\circ$$

- Jordtrykkskoeffisient K_A

K_A finnes for ruhet $r = 0$. Håndbok 016 figur 5.4 gir $K_A = 0,35$

- Jordtrykk (se Figur 1-4- 12)

$$E_{ds} = K_A \cdot \left[\gamma \cdot \frac{H^2}{2} + q_d \cdot H \right]$$

$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$

$q_d = 13 \text{ kN/m}^2$ (Trafikklast $q = 10 \text{ kN/m}^2$ inkludert partiafaktor for lastvirkning $\gamma_Q = 1,3$)

$$E_{ds} = 0,35 \cdot \left[20 \cdot \frac{3^2}{2} + 13 \cdot 3 \right] = 45 \text{ kN/m}$$

- Utpressing av leirmasser

Tilleggslast på grunn av bløte leire i undergrunnen (hindre utpressing av leirmassene).

Vi forutsetter her at den øvre delen av leirlaget med tykkelse 1 m har en udrenert skjærfasthet på $c_u = 10 \text{ kN/m}^3$ og at fastheten er lik over denne dybden. Formelen for beregning av L_{ext} kan da forenkles i det $\zeta = 0$ og $z_i = t = 1,0 \text{ m}$.

$$L_{ext} \geq \frac{(\gamma \cdot H + q_d - (4\tau_d))z_i}{(1 + \alpha_2)\tau_d} \geq 0$$

$$\text{Dette gir } L_{ext} \geq \frac{(20 \cdot 3 + 13 - (4 \cdot 10/1,4))1}{(1 + 0,7) \cdot 10/1,4} = \frac{73 \cdot 1,4 - 40}{17} = 3,7 \text{ m}$$

For $\alpha_2 = 0,7$ ved bruk av armeringsduk mot leire.

Nødvendig forankringskraft i armeringen blir da

$$E_{df} = \alpha_2 \cdot \tau_d \cdot L_{ext} = 0,7 \cdot \left(\frac{10}{1,4} \right) \cdot 3,7 = 18,5 \text{ kN/m}$$

Summen av disse kreftene gir $E_d = E_{ds} + E_{df} = 45 + 18,5 = 63,5 \text{ kN/m}$

- Totalstabilitet

Dette må kontrolleres mot strekk i armeringen som bidrag til totalstabiliteten. Dette gjøres ved å regne på glidesirkler i henhold til kap. 1.4.2.3. Her gjør vi et overslag ved hjelp av Janbus forenklete metode som med en forutsetning på $c_u = 20 \text{ kN/m}_2$ i gjennomsnitt til stor dybde gir følgende verdi for γ_M .

$$\gamma_M \approx N_0 \cdot \frac{c_u}{\gamma \cdot H + q_d} = 5,5 \cdot \frac{20}{20 \cdot 3 + 13} = \frac{110}{73} = 1,5$$

Det betyr at totalstabiliteten er ivaretatt uavhengig av armeringen og største strekkraft i armeringen blir da $E_d = 63,5 \text{ kN/m}$ som beregnet ovenfor. Armeringens hovedformål er da å hindre spredningsbrudd i fyllingen.

- Dimensjonerende materialstyrke jordarmering $X_d > E_d$
dvs. $X_d > 63,5 \text{ kN/m}$

Dimensjonerende materialstyrke beregnes etter Håndbok 016 (ref. 1), kap. 16.2 og valgt armeringsmateriale.

- Tilleggskrefter pga setninger – tøyning

Hvis vi forutsetter at beregnet setning for belastningen fra fyllingen basert på ødometerforsøk eller overslag utgjør $\delta_{\text{maks}} = 0,7 \text{ m}$ vil armeringen bidra til at $\delta_{\text{arm}} = 0,8 \cdot 0,7 = 0,56 \text{ m}$. Armeringsforlengelsen kan da beregnes eller tas ut fra Figur 1-4- 15:

$$\Delta L = \sqrt{\delta_{\text{arm}}^2 + n^2 \cdot H^2} - (n \cdot H) = \sqrt{0,56^2 + 2^2 \cdot 3^2} - 2 \cdot 3 = 0,026 \text{ m}$$

Vi forutsetter at hoveddelen av setningstøyningene kommer under de ytre delene av fyllingen og tøyning over en lengde på $2 \cdot H = 6 \text{ m}$ vil da utgjøre

$$\varepsilon = 100 \cdot \frac{0,026}{6} = 0,43 \%$$

Denne tøyningen kommer i tillegg til tøyning på grunn av kraften E_d beregnet ovenfor. Sistnevnte tøyning tas ut fra det valgte armeringsmaterialets last/deformasjonsdata. Vanlig krav er at $\varepsilon_{\text{tot}} \leq 5 \%$ og at kryptformasjoner etter anleggsfasen $\varepsilon_{\text{kryp}} \leq 2 \%$. For fylling på bløt grunn vil det vanligvis ikke være kritisk om $\varepsilon_{\text{tot}} \leq 10 \%$, men da må $\varepsilon_{\text{tot}} \leq 0,7 \cdot \varepsilon_{\text{brudd}}$. For fylling på undergrunn med kontraktante materialer (kvikkleire) bør $\varepsilon_{\text{tot}} \leq 3 \%$ for å sikre samvirke.

1.4.5.2 Anleggsveg på myr i Lofoten

Anleggsvegen skulle fungere som adkomstveg inn mot et tunnelpåhugg slik at det ble tilgang til sprengstein fra tunneldrivingen til den permanente veien (ref. 19). Store myrområder måtte krysses, og for å spare masser var det ønskelig å etablere en veg direkte på torv/myr. For dimensjoneringsgrunnlag se avsnitt 1.4.2.9.

Dimensjoneringsgrunnlag

- Skjærstryke for torvmassene: 15 kPa
- Tillatt aksellast: 10 tonn (100 kN)
- Årsdøgntrafikk, ÅDTk: 500
- Levetid for anleggsveien er inntil 3 år
- Stedlige fyllmasser, sortert/grus direkte på nett

Undergrunnens bæreevne beregnes med $N_c = 5,14$, $c_u = 15$ kPa og $\gamma_M = 1,4$ fra

$$q = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma_M} = \frac{5,14 \cdot 15}{1,4} \approx 55 \text{ kPa}$$

Med en aksellast på 10 tonn får vi en hjullast på $Q = 50$ kN og nødvendig areal A blir da

$$A = \frac{Q}{q} = \frac{50}{55} = 0,91 \text{ m}^2 \text{ som videre gir en radius på } R = \sqrt{\frac{A}{\pi}} \approx 0,54 \text{ m}$$

Nødvendig fyllingshøyde kan da med en antatt kontaktflate for hjulene på $d = 0,4$ m beregnes som $H = (R - d/2) \cdot 1,5 = 0,51 \text{ m}$

I det aktuelle tilfellet ble det valgt å benytte en minste fyllingstykkelse på 0,55 m. Dette forutsetter at det tillates vesentlige deformasjoner i trau/undergrunnen ved repetert/syklisk belastning og at vegens overflate jevnes ved behov.

Selv om dimensjonerende fyllingshøyde økes noe ved å anta for eksempel fyllingshøyde 0,7 m og benytter nyttelast 17 kN/m² inkludert partsialfaktor for lastvirkning, vil vekten av hele fyllingen være moderat. Beregninger tilsvarende som i foregående eksempel i 1.4.5.1 vil vise at fyllingen i seg selv kun gir moderate spenninger i armeringen og at massene under armeringen ikke er utsatt for utpressing som må stabiliseres av armeringen.

Det var for denne anleggsveien forventet at setningene kunne tilsvare mer enn halve fyllingshøyden på de mest kritiske plassene. Med skråningshelning 1:2 og fyllingshøyde 0,7 m, blir armeringsforlengelsen

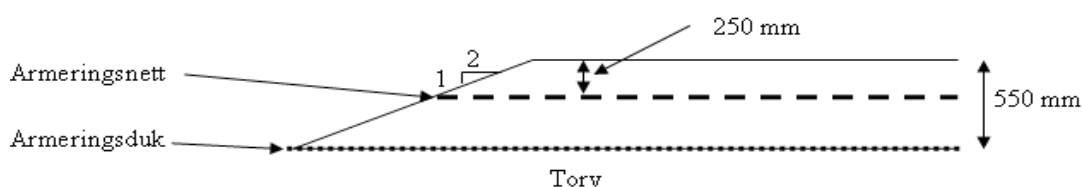
$$\Delta L = \sqrt{\delta_{arm.}^2 + n^2 \cdot H^2} - (n \cdot H) = \sqrt{0,35^2 + 2^2 \cdot 0,7^2} - 2 \cdot 0,7 = 0,043 \text{ m}$$

Med antagelse om at hoveddelen av setningstøyningene kommer under de ytre delene av fyllingen og tøyning over en lengde på $2 \cdot H = 1,4$ m vil tøyningen da utgjøre

$$\varepsilon = 100 \cdot \frac{0,043}{1,4} = 3,1\%$$

Det ble basert på dette foreskrevet en armeringsduk av polyester med stivhet > 1000 kN/m i område 0-5 % tøyning. Dette tilsvarer minst 50 kN/m ved 5 % tøyning (korttidslast)

Valgt produkt hadde korttids strekkstyrke 150 kN/m ved brudd. Det var i beskrivelsen ikke angitt krav til minste strekkstyrke. Som et alternativ til å beskrive bruk av polyester kunne det eventuelt også vært satt krav til minste tøyning ved brudd og minste dimensjonerende strekkstyrke.



Figur 1-4- 23 Eksempel på dimensjonering av anleggsveg



Figur 1-4- 24 Anleggsveg i forbindelse med bygging av LoFast (Foto: Roald Aabøe)

Virkelig fyllingshøyde i kritiske områder ble i etterkant målt til å være vesentlig større enn det som ble antatt ved dimensjonering (0,7-0,9 m) i tillegg til at kjøretøyene hadde mer enn dobbelt så stor aksellast. Det var likevel aldri fare for at den valgte armeringen skulle gå til brudd. Mer relevant kan det være å regne ut maksimal fyllingshøyde som kan bygges før det blir problemer med bæreevnen for fyllingen, slik at utbygger også er klar over når det er fare for totalstabiliteten.



Figur 1-4- 25 Oppgraving og etterkontroll av anleggsveg for LoFast (Foto: Even Øiseth)

1.4.5.3 Stabilisering av skråning og breddeutvidelse for veg på bløt leire

For å sikre en ustabil skråning på en strekning av fv. 111 i Trøgstad ble det forrettatt masseutskifting med skumglass.

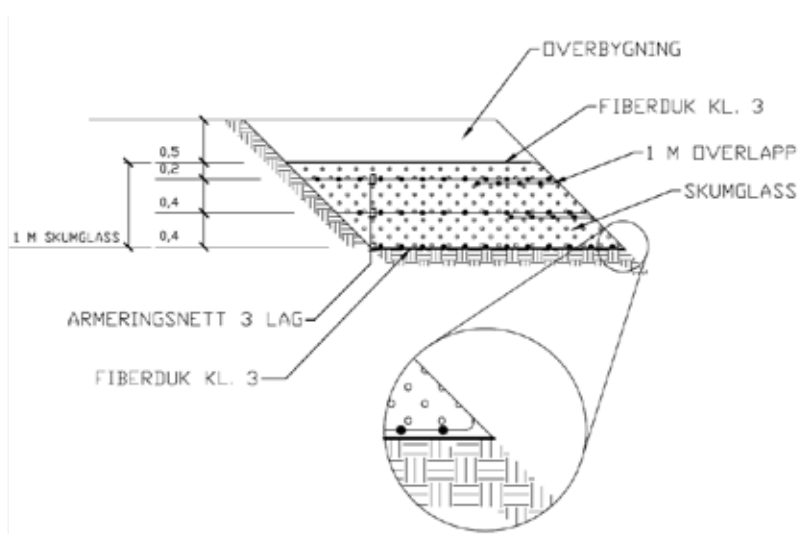


Figur 1-4-26 Ustabil skråning på fv. 111 i Trøgstad (Foto Jan Vaslestad)

Ytre halvdel av vegen ble først fjernet ned til 1,5 m under vegbanen. På utgravd nivå ble det lagt ut fiberduk klasse 3 og så jordarmering av type geonet direkte på fiberduken. Deretter ble det lagt ut skumglass i 0,4 m tykke lag med jordarmering mellom hvert lag. Skumglass ble lagt ut med gravemaskin men lett doser kan også benyttes. For komprimering benyttes vibroplate 50–200 kg eller beltegående utstyr med marktrykk mindre enn 50 kPa og 2 overfarer.

Ved bratte sideskråninger brettes armeringen over skumglasset og inn under neste skumglasslag.

Over det øvre skumglasslaget og innbrettet armering legges det en fiberduk klasse 3 før overbygningen påføres. Utførelsen er vist på en prinsippskisse Figur 1-4-27.



Figur 1-4-27 Prinsippskisse som viser masseutskifting med skumglass og armering.



Figur 1-4-28 Utlagt skumglass med fiberduk og armeringsnett (Foto Jan Vaslestad).

Tilsvarende løsning kan benyttes ved breddeutvidelse av veg på bløt grunn. For å hindre setningforskjeller mellom eksisterende og utvidet del av vegen bør det foretas en kompensert utfylling. Terrenget under utvidelsen graves da bort til en dybde tilsvarende tykkelsen av overbygningen før det fylles tilbake med skumglass. For bratte sideskråninger benyttes armering mellom skumglasslagene som vist i ovenstående eksempel, men ved vanlig helning på sideskråning (1:2 eller slakere) er armering ikke nødvendig. Skumglassmassene tildekkes med vanlige fyllmasser som beskrevet i kapittel 2.4.4.

1.4.6 Symbolliste

A	= areal
α	= reduksjonsfaktor for friksjon mellom jord og armering
α_2	= reduksjonsfaktoren for samvirke mellom armering og undergrunnen).
β	= vinkel på fyllingsskråning med horisontalen
β	= glidesirkelens helning med horisontalen
δ_{arm}	= vertikal deformasjon av armering
ε	= tøyning
E_{ds}	= horisontalkraft forårsaket av aktivt jordtrykk
E_{df}	= strekkraft i armeringen på grunn av utpressing av underliggende masser
E_{do}	= strekkraft i armeringen for totalstabilitet
ϕ	= jordens friksjonsvinkel
γ_M	= partiaalfaktor for materialegenskap
γ_Q	= partiaalfaktor for lastvirkning fra variabel påvirkning
γ_s	= partiaalfaktor for lastvirkning (forankringslengde horisontalglidning)
γ_p	= partiaalfaktor for lastvirkning (forankringslengde uttrekk)
γ	= dimensjonerende tyngdetetthet for fyllmassene
H	= fyllingshøyde
h	= gjennomsnittlig fyllingshøyde over forankringslengden av armeringen
L_s	= horisontal lengde fyllingsskråning utenfor fyllingstopp
L_e	= forankringslengde av armering under fyllingsskråning utenfor fyllingstopp
ΔL	= forlengelse av armering
M_{stab}	= stabiliserende moment
ΔM_{stab}	= nødvendig stabiliserende tilleggsmoment
M_{driv}	= drivende moment
n	= helning på fyllingsskråning
N_c	= bæreevnemoment
q_d	= dimensjonerende tilleggsbelastning fra belastninger på fyllingen
q	= tillatt bæreevne mot undergrunnen
E_δ	= strekkraft i armeringen på grunn av setninger (vertikal deformasjon)
E_d	= største kombinerte strekkraft i armeringen (E_{do} eller $E_{ds} + E_{df}$)
E_{maks}	= maksimal kraft i armeringen ($E_d + E$)
Q	= hjullast
R	= radien på grildesirkel
R	= radien på belastet areal forårsaket av hjullast
σ_v	= vertikalspenning
t	= tykkelsen av det bløte laget under armering
τ_d	= dimensjonerende udrenert skjærfasthet i det bløte laget under armeringen
ξ_d	= økningen i udrenert skjærfasthet pr. m dybde under fyllingen
z_i	= dybden til den nedre glideflaten.

1.4.7 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 4.utg, Oslo 2006.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (2) Bonaparte R. og Christopher B.R., Design and construction of reinforced embankments over weak foundations. Transportation Research Record 1153, 1987.
- (3) BRUUN H., VASLESTADJ. (1991). Indre stabilitet i støttekonstruksjoner av armert jord. Intern rapport nr. 1475, Teknologivdelingen, Vegdirektoratet.
- (4) CARLSSON B. (1987) Armerad jord. Berekningsprinsipper. Utgitt av Terranova. Distribusjon Statens Geotekniska Institut, Linköping.
- (5) DEN HOEDT G. (1990). Proceedings from the 4th International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. The Hague, Nederland. Balkema, Rotterdam.
- (6) Hird c.c. og Jewell R.A., The theory of reinforced embankments, Reinforced embankments, Theory and practice, Thomas TELFORD 1990.
- (7) JONES C.J.F. (1985). Earth Reinforcement and Soil Structures. Butterworths Advanced Series in Geotechnical Engineering. Butterworths, London.
- (8) Ko FK., Seaming and joining methods. Geotextiles and geomembranes, Vol. 6, N. 1-3, s. 93-107, 1987.
- (9) Koemer R.M. og Wilson-Fahmy R.P., Polymeric Geogrid Reinforcement of embankments Over Weak Soils. Geosynthetic Research Institute, 1992.
- (10) NORDISK GEOSYNTETGRUPPE (2003). Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills (norsk versjon, revidert 2006) Nordisk håndbok Armert jord og fyllinger. Publisert av de geotekniske foreningene i Norden, elektronisk norsk versjon kan lastes ned fra <http://www.ngf.no/>. Distribusjon i Norge ved Norsk Geoteknisk Forening. Her finnes også en produktoversikt under Geosyntetguiden.
- (11) NS 3420 Del I4 (1999), Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter, [(2006) Geosynteter]
- (12) NS-EN 1997-1:2004+NA:2008, Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler
- (13) NS-EN ISO 13431 (1999), Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter. Bestemmelse av kryp og krypbrudd ved belastning
- (14) NS-EN ISO 10319 (1996), Geotekstiler, Strekkprøving på brede prøvelegemer
- (15) NS-EN ISO 10320 (1999), Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter, Identifisering på byggeplassen
- (16) NS-EN ISO 10321 (1996), Geotekstiler, Strekkprøving av skjøter/sømmer på brede prøvelegemer
- (17) OECD EXPERT GROUP 18. (Chairman Murray R.T.) (1991). Ground Engineering Applications of Geotextiles in Road Construction and Maintenance. Transport and Road Research Laboratory. Crowthorne, Berkshire, UK.
- (18) Statens vegvesen, Rv 80 Halsnesodden - Tørresvika, Laboratorieserien rapport nr 60, Vegdirektoratet 1994
- (19) Statens vegvesen, LoFast – Midlertidig anleggsveg på myr, Teknologirapport nr. 2514, Vegdirektoratet 2008

1.5 Peling under fylling

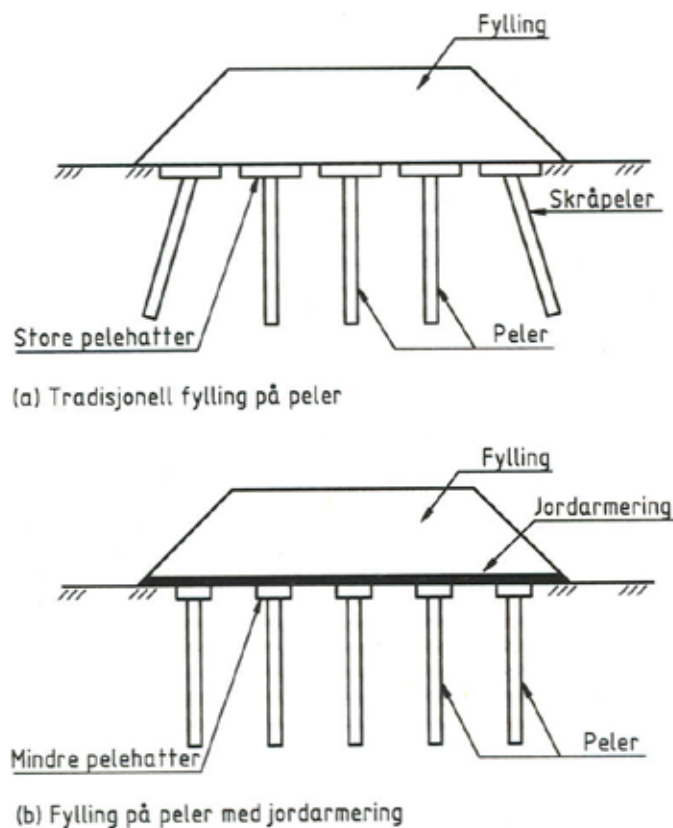
1.5.1 Generelt

På lite bæredyktige masser kan tyngden av en vegfylling føres ned til fast grunn gjennom spissbærende peler eller friksjonspeler. Valg av peletype avhenger bl.a. av grunnforholdene, som skal undersøkes i detalj.

Tyngden av vegfyllingen overføres til pelene ved hvelvvirkning i fyllingen. Bæreflaten utvides ved at det over pelene enten plasseres større armerte betongplater/striper med en dekningsprosent på mellom 35 og 70 % eller mindre pelehatter og høystyrke jordarmering.

Figur 1-5- 1 viser en prinsippskisse av de to alternative løsningene for peling under vegfylling.

I det følgende er dimensjoneringen av begge disse typene av peling under vegfylling vist.



Figur 1-5- 1 Prinsippskisse for peling under fylling.

1.5.2 Dimensjoneringsgrunnlag

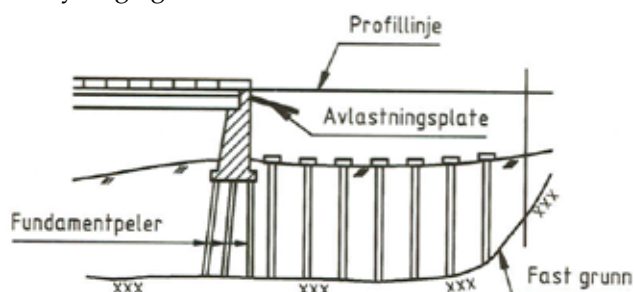
1.5.2.1 Valg av løsning

Hensikten med pelingen er å overføre belastningene fra fyllingen til dypereliggende faste lag, eller berg, ved å slå pelene ned til dette laget. I mange tilfeller vil belastningene kunne overføres til friksjonspeler.

Som oftest blir det benyttet betongpeler til slike arbeider, men trepeler kan også være aktuelle. På grunn av at trepeler tar opp betydelig mindre laster enn betongpeler må de settes med en mindre senteravstand og vil kunne medføre at en oppnår en tilstrekkelig dekningsprosent med kun pelehatter i stedet for betongstriper som det oftest er nødvendig med for betongpeler.

Bruk av lastfordelingsplate, lette masser, overgang til kortere peler el.l. bør vurderes ved overgang fra fylling på peler til vanlig fylling.

Foruten å sikre stabilitet av vanlige vegfyllinger er metoden ofte anvendt ved tilløpsfyllinger til bruer, Figur 1-5- 2. Ved peling under fylling kan en sikre høyere fylling og dermed redusere brulengden. Videre vil metoden ta vare på et vanskelig setningsproblem i overgangen mellom fylling og bru.



Figur 1-5- 2 Peling under tilstøtende fylling mot brulandkar.

Kostnadene ved peling under fylling bør sammenlignes med kostnadene for bruløsning eller andre grunnforsterkningstiltak, spesielt ved store dybder til berg/fast grunn og liten peleavstand. Fyllingshøyde, rammeforhold og massebalanse har også betydning for valg av løsning.

Valget mellom å benytte metoden med betongplater/-striper eller med jordarmering vil avhenge av kostnader, byggetid o.l.

I kombinasjon med bruk av jordarmering kan det også være aktuelt å erstatte betong- eller trepeler med kalk/semmentpeler.

1.5.2.2 Generell dimensjonering

- Stabilitet

Ved spissbærende pelers forutsettes at all last overføres til fast grunn. Når terrenget skrånner og ved uttak av skjæringer, skal det kontrolleres at massene under fyllingen har tilstrekkelig sikkerhet mot utglidning. Det må tas hensyn til den omrøring og poretrykksøkning som pelerrammingen medfører.

- Bæreevne og setninger

Pelens bæreevne dimensjoneres etter Håndbok 016 kapittel 11 (ref. 2) basert på Peleveledningen (ref. 7). Ved svevende pelers overføres belastningen til grunnen langs hele pelens. Slike pelers krever omfattende grunnundersøkelser for vurdering av pelens bæreevne.

Som trafikklast på vegbanen benyttes $q = 10 \text{ kPa}$ og en partialfaktor for lastvirkning på $\gamma_Q = 1,3$ på tilsvarende måte som ved stabilitetsberegninger, se Håndbok 016 (ref. 2).

Det bør ellers kontrolleres at det ikke pågår konsolideringssetninger i undergrunnen der metoden skal benyttes og planene må tilpasses slik at terrenget ikke påføres tilleggsbelastning som vil forårsake nye setningsdeformasjoner. Ved setninger i undergrunnen vil pelene måtte dimensjoneres for påhengslaster som beskrevet i Håndbok 016 (ref. 2) og Peleveledningen (ref. 7) og i tillegg vil setninger av fyllmassene mellom pelehattene/stripene kunne forplante seg oppover i fyllingen og gi skadelige deformasjoner i vegbanen. I slike tilfeller og hvor det er meget bløte masser i terrengnivå bør metoden med bruk av jordarmering over pelene vurderes.

Betongpeler brukes under striper og plater med store belastninger og ved fundamentering på skrått og ujevnt berg. Selv ved liten berghelning anbefales betongpeler hvis det er bløte masser over berget. Betongpeler under fylling som rammes til berg skal ha samme innmeisling og etterramming som ved pelersfundament. NS-EN 12794:2005 (ref. 10) angir krav til kvadratiske betongpeler.

Det henvises ellers til Peleveledningen (ref. 7) for generelle krav til både betong- og trepeler.

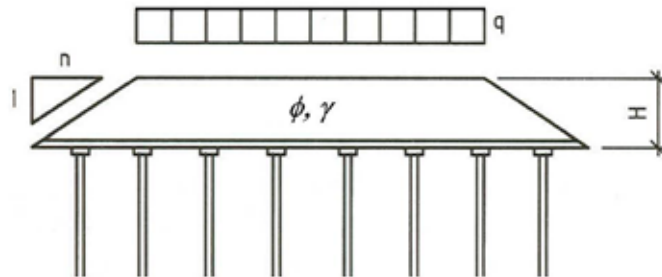
- Peleavstand

Avstanden mellom pelene (senteravstand) for begge de to typene av fylling på pelers kan dimensjoneres etter følgende formel:

$$a = \sqrt{\frac{R_{c,d}}{\gamma \cdot H + q_d}}$$

hvor faktorene framgår av Figur 1-5-3.

Det kan eventuelt bli nødvendig å justere peleavstanden for å kunne komme innenfor kravene til dekningsgrad senere i kapittelet.



Figur 1-5-3 Fylling på peler

Der:

R_{cd} = dimensjonerende bæreevne for pelene, kN.

γ = densitet av fyllmassene, kN/m³

n = helning av sideskråninger.

H = høyde av fylling, m.

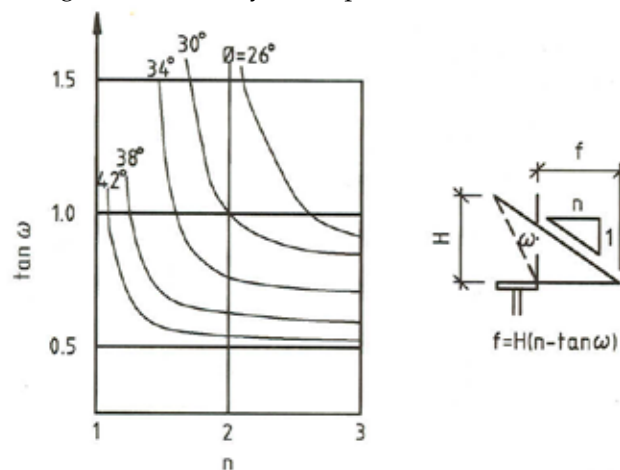
q_d = dimensjonerende nyttelast på fylling, $Q \cdot q$ kN/m².

γ_Q = partialfaktor for lastvirkning (1,3)

ϕ = friksjonsvinkel i fyllmassene

- Avstand mellom fyllingsfot og ytre pel

Største avstand mellom fyllingsfot og den ytterste pelen beregnes i følge Figur 1-5-4. Denne skal forhindre at setninger utenfor den ytterste pelen skal ha innvirkning på vegbanen.



Figur 1-5-4 Største avstand mellom fyllingsfot og ytterste pel.

der:

f = avstand mellom fyllingsfot og ytterste pelehatt.

ϕ = friksjonsvinkel for fyllmasse.

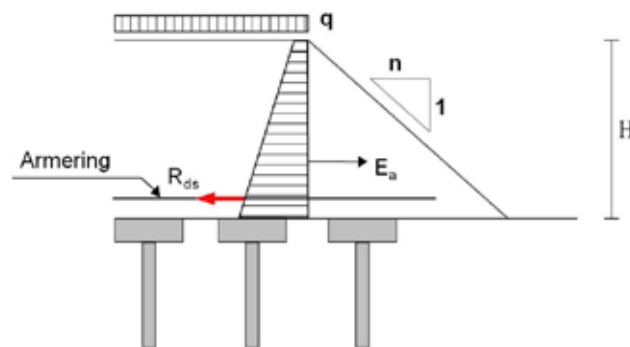
ω = vinkel mellom loddlinjen og linjen mellom ytterste pelehatt og skråningsstopp.

- Horisontalkraft i fyllingskråningene

Horisontalkraften E_a som må tas opp av skråpeler og/eller et horisontalt armeringslag med strekkraft $R_{ds} \geq E_a$ over peleplatene dimensjoneres etter følgende formel.

$$R_{ds} \geq E_a = \frac{1}{2} \cdot K_A (\gamma \cdot H + 2 \cdot q_d) \cdot H$$

$$K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_d}{2} \right) \text{ for } r = 0 \text{ og } \tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'}{\gamma_M}$$



Figur 1-5-5 Horisontalkraft som må oppas av skråpeler eller i armering ved bruk av vertikale peler under fyllingskråningen.

For et vilkårlig snitt i skråningen kan E_a beregnes med K_A for hellende terreng, se håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging (ref. 2).

1.5.3 Fylling på betongplater/-striper

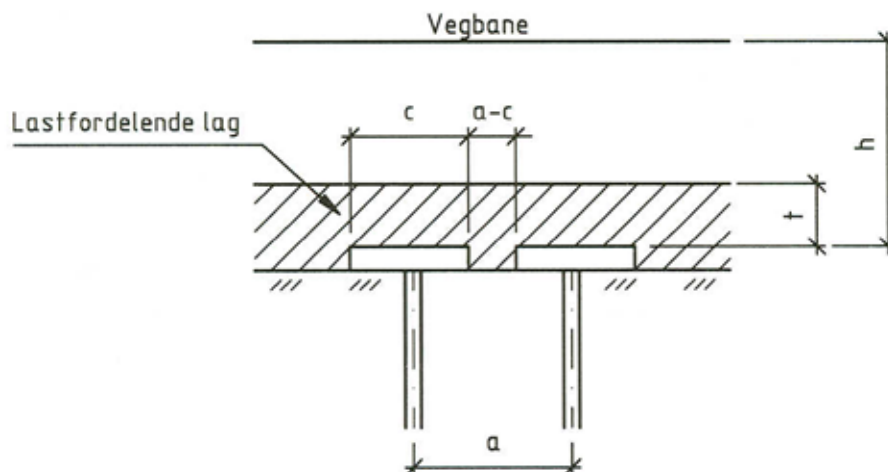
Over pelene plasseres armerte betongplater som fyllingen legges på. Avhengig av forholdene kan det over peletopp legges enkeltplater, striper over hele pelerader, eller sammenhengende dekke. Enkeltplater er oftest ikke tyngre enn at de kan prefabrikeres, transporteres fram og plasseres med kran. Det er imidlertid mer vanlig og ofte mest økonomisk å støpe platene på stedet.

Den mest brukte konstruksjon er betongpeler med enkeltplater eller -striper på tvers av vegen som vist på Figur 1-5- 1 a). De ytterste peleradene slås skrått utover med helning 5: 1-7: 1. Jordtrykket i fyllingen kan da opptas i skråpelene som derved motvirker sideveis forskyvning.

1.5.3.1 Lastfordelende lag og minste fyllingshøyder

Det lastfordelende jordlaget og fyllingshøydene dimensjoneres slik at hoveddelen av lasten av fyllingen, lastfordelende jordlag og trafikklast overføres til pelene via peleplatene/-stripene gjennom hvelvvirkning og uten at det opptrer noen deformasjoner på vegbanen.

Dette anses oppnådd når følgende geometriske krav er oppfylt:



Figur 1-5-6 Geometriske krav

- Tykkelse, t av det lastfordelende laget skal være $t = 1,5 \cdot (a-c)$ eller minst 1,0 m .
- Fyllingshøyden, H skal være $H \geq 3 \cdot (a-c)$ eller minst 2,5 meter
- Det skal benyttes pukk/knuste masser i lastfordelingslaget med følgende kvalitetskrav:

Knuste masser: Gradering 0-200 mm.

Graderingstall, $C_u \geq 5$.

$d_5 > 0,074$ mm, $d_{50} > 20$ mm og $d_{90} < 200$ mm.

Generelt skal lastfordelingslaget ikke inneholde teleklumper, snø, is, organiske materiale eller avfallsprodukter.

1.5.3.2 Dekningsprosent

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, se Figur 1-5- 8. Nødvendig dekningsprosent for frittstående plater og striper ved ulike fyllingshøyder og grunnforhold, er gitt i Figur 1-5- 7.

Den frie avstanden mellom platene/stripene må dog ikke overskride 1,2 meter.

Grunnforhold	Fyllingshøyde over o.k. plate/stripe M	Dekningsandel %
Min. 1 m friksjonsjord eller tørrskorpeleire med $c_u \geq 25$ kPa.	$\geq 2,5$	plater ≥ 40
Fra 1 til 0,5 friksjonsjord eller tørrskorpeleire med $c_u \geq 25$ kPa.	$\geq 3,0$	plater ≥ 50
Uten friksjonsjord eller tørrskorpe av betydning	$\geq 3,0$	plater ≥ 70 striper ≥ 60

Figur 1-5-7 Dekningsprosent ved forskjellige grunnforhold og minimum fyllingshøyder

Dekningsprosenten i figuren beregnes etter formlene:

- $D = (c/a) \cdot 100\%$ for striper og $D = (c^2/a^2) \cdot 100\%$ for plater.

1.5.3.3 Dimensjonering av plater (striper)

Platene/stripene dimensjoneres for å bære hele lasten av lastfordelende lag, fylling og trafikklast med den prosjekterte senteravstanden mellom pelene inklusiv toleranser.

Lasten fordeles slik at den delen som ligger direkte over peleplatene antas som en jevnt fordelt last og den delen som ligger mellom peleplatene antas som randlaster langs peleplatenes kanter.

Ved fordeling av armering i peleplatene skal det tas hensyn til momentkonsentrasjonen over pelen. Ved striper skal langsmomentene beregnes som for kontinuerlig bjelke med jevnt fordelt lastvirkning.

Peleplatene prosjekteres etter eksponeringsklasser som angitt nedenfor, dersom de ikke påvirkes av aggressive jordmasser:

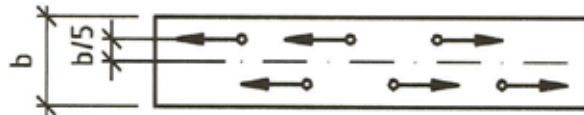
- XD1 dersom avstanden til overkant vegbane $H = 1,0-3,0$ m
- XC2 dersom avstanden til overkant vegbane $H > 3$ m

Dersom peleplatene omgis av aggressive jordmasser, skal det tas hensyn til dette og eksponeringsklasse vurderes spesielt.

Dersom peleplatene utsettes for frost, skal betongen tilfredsstillende bestandighetsklasse MF 40 eller MF 45. SV 30 og SV 40 tilfredsstiller begge disse kravene.

1.5.3.4 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 1-5- 8.



Figur 1-5- 8 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 pelene under midtre del av fyllingen rammes vertikalt. På horisontalt terreng tilstrebes symmetri i peleplanen. Ved skråterreng må et flertall av pelene ha helning med pelehodet mot skråningen.

1.5.4 Fylling på jordarmering

Jordarmeringsduker kan benyttes i kombinasjon med peling under fylling. Jordarmeringsduken legges ut over pelehattene og man oppnår en hengekøevirkning ved at duken bærer vekten av jordkilen mellom pelehattene. Således er det mulig å redusere dekningsprosenten og samtidig optimalisere utnyttelsen av pelen. Duken tar også opp horisontalkreftene i bunnen av fyllingen, og bruk av skrâpeler kan unngås.

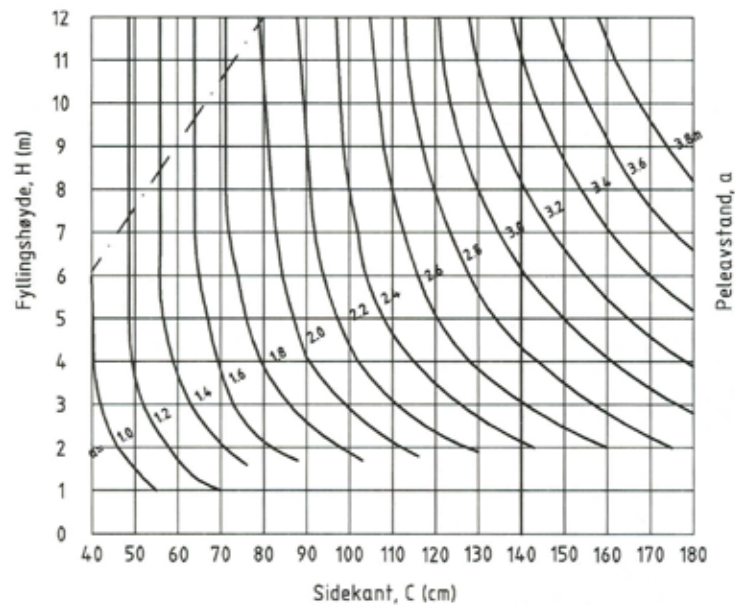
Metoden med regneeksemplere er beskrevet i Nordisk Håndbok, Armert jord og fyllinger (ref.3).

Det stilles ingen spesielle krav til bruk av lastfordelende lag, men massene direkte over jordarmeringen må være tilpasset denne.

Senteravstand mellom pelene og største avstand mellom fyllingsfot og ytterste pel dimensjoneres som vist i tilknytning til Figur 1-5- 3 og Figur 1-5- 4.

1.5.4.1 Størrelse av pelehatter

Først velges pelehattens størrelse (kantlengde) etter diagrammet i Figur 1-5- 9. Armeringskraften beregnes og type av jordarmering prøves. Eventuelle justeringer av kantlengden utføres deretter.



Figur 1-5-9 Dimensjonering av pelehattenes størrelse (med jordarmering)

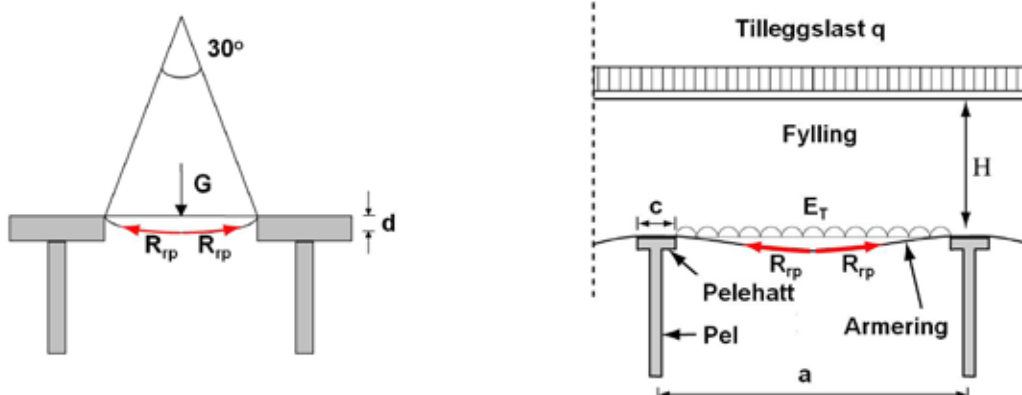
1.5.4.2 Krefter i jordarmeringen

Tre tilfeller beregnes og summeres:

- 1) Kraft for å balansere jordtrykket i skråningen (kan erstatte skråpeler).
- 2) Kraft for å holde jordkilen mellom pelene på plass.
- 3) Eventuelle tilleggskrefter på grunn av glidning utenfor de ytterste pelene.

I beregningene forutsettes horisontal markoverflate og ens høyde for fyllingen.

- Dimensjonering for horisontalkraft på grunn av skråning utføres etter Figur 1-5-5.
- Dimensjonering for å holde på plass jordkilen mellom pelehatter utføres etter Figur 1-5-10.



Figur 1-5-10 Jordkilen som bæres av armeringen

Vekten av jordkilen, G , i henhold til Figur 1-5- 10 er:

$$G_{2D} = \frac{(a-c)^2}{4 \cdot \tan 15^\circ} \cdot \gamma = 0,93 \cdot (a-c)^2 \cdot \gamma \text{ kN/m}$$

Tredimensjonale effekter er beregnet ved lastfordeling i henhold til Figur 1-5- 11, hvor lasten er fordelt over overflaten i samsvar med figuren og tas opp av armeringen langs kanten av pelehatten. Armeringen overfører belastningen til pelehatten. Den tredimensjonale vekten av jordkilen, G_{3D} , berignes på følgende måte:

$$G_{3D} = \frac{1 + \frac{a}{c}}{2} \cdot G_{2D}$$

Buelengden av armeringen s når den deformeres på grunn av lasten fra jordkilen, kan beregnes som følger:

$$s = (1 + \varepsilon) \cdot (a - c) \approx a - c + \frac{8}{3} \cdot \frac{d^2}{a - c}$$

hvor den vertikale deformasjonen d (Figur 1-5- 10), avhenger av valgt tøyning i armeringen, ε , i henhold til:

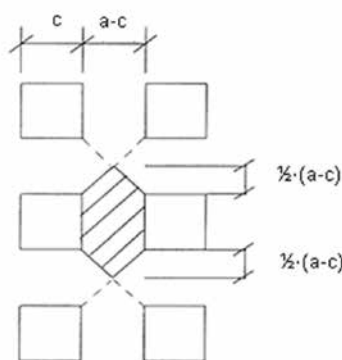
$$d = (a - c) \sqrt{\frac{3}{8} \varepsilon}$$

Den som utfører dimensjoneringen må avgjøre om den beregnede deformasjonen er akseptabel. Vanligvis gir akseptabel tøyning i armeringen en akseptabel deformasjon i fyllingen. For prosjekter i Sverige hvor armering har vært benyttet for fyllinger på peler, så har deformasjonene blitt beregnet til å være av størrelsesorden 0,1 – 0,2 m. Hvis bruk av armering kombineres med stive søyler (kalk/ sement-peler med stor fasthet) så kan deformasjonene bli større enn 0,1 – 0,2 m for akseptable tøyninger.

Krefter i armeringen på grunn av tredimensjonal virkning av den vertikale lasten, T_{rp3D} i henhold til Figur 1-5- 10 og Figur 1-5- 11, berignes ved bruk av ligningen:

$$R_{rp3D} = \frac{G_{3D}}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}}$$

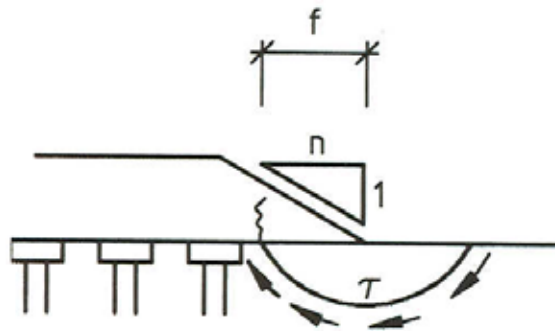
Vekten av den skraverte jordkilen mellom pelehattene fordeles med en halvpart på hver av nabohattene og regnes som en kraft langs kanten av pelehatten.



Figur 1-5- 11 Lastfordeling for å beregne krefter ved tredimensjonal virkning.

1.5.4.3 Mulig glidning utenfor ytterste pelerad

Avhengig av hvor langt ut i skrånningen pelene plasseres kan det være behov for å kontrollere for mulig glidning utenfor ytterste pelehatt.



Figur 1-5-12 Glideflate i undergrunnen utenfor ytterste pelehatt

Følgende forhold kontrolleres:

Hvis $f \leq \frac{7,4}{\gamma} \cdot n \cdot \frac{c_u}{\gamma_M}$ ingen tiltak.

Hvis $f > \frac{7,4}{\gamma} \cdot n \cdot \frac{c_u}{\gamma_M}$ må stabiliteten bedres ved å redusere f eller ved å

oppta tilleggskreftene i armeringen. Tilleggskraften kan da beregnes ved fremgangsmåten beskrevet for totalstabilitet i kapittel 1.4.2.4. Slik tilleggskraft må tas med ved beregning av totalkraft i kapittel 1.5.4.4.

1.5.4.4 Beregning av totalkraft

Krefter for å hindre horisontalglidning virker todimensjonalt og tredimensjonale forhold beregnes ikke. Den totale kraften i armeringen er:

$$R_{\text{tot}} = R_{\text{ds}} + R_{\text{rp3D}} \quad (+ \text{ eventuell tilleggskraft beregnet i kapittel 1.5.4.3})$$

Hvis krefter som er funnet ved beregninger i henhold til kapittel 1.4 har vist seg å være større enn R_{rp3d} så er $R_{\text{tot}} = (\text{kraften fra kapittel 1.4}) + R_{\text{ds}}$.

Ved beregningene må styrken i armeringsskjøtene vurderes. Hvis overlapping anvendes istedenfor sammensyng, så vil beregningene for sidevegs glidning og uttrekk vist i dette kapitlet kunne benyttes. I så fall må det tas hensyn til friksjonen mellom armeringslagene.

1.5.4.5 Dimensjonering av armeringen

To prinsipper gjelder for dimensjonering av armeringen

- det må ikke oppstå strekkbrudd i konstruksjonens levetid
- ved slutten av konstruksjonens levetid må armeringstøyningen ikke overskride angitt verdi. Vanlig krav er at $\varepsilon_{\text{tot}} \leq 5\%$ og at krypdeformasjoner etter anleggsfasen $\varepsilon_{\text{kryp}} \leq 2\%$.

Dimensjonerende armeringsstyrke, R_d , settes til den minste av følgende:

$$R_d = \frac{R_{cr} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3}{\gamma_M}$$

eller

$$R_d = \frac{R_{cs} \cdot \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3}{\gamma_M}$$

hvor

R_{cr} største bruddstyrke ved brukstemperatur

R_{cs} gjennomsnittlig strekkstyrke basert på kryptøyning betraktninger ved brukstemperatur

η_i i henhold til kapittel 16.2 i Håndbok 016

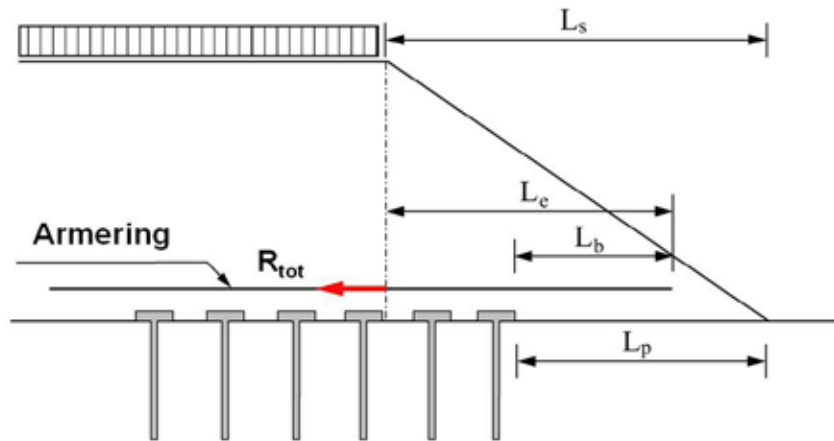
γ_M materialfaktor i henhold til kapittel 0 og 16.2 i Håndbok 016

Dimensjonerende armeringsstyrke må være større enn total nødvendig styrke i henhold til beregningene, $R_d > R_{\text{tot}}$. Beregningsmodellen er basert på ett lag armering. Hvis to lag armering benyttes, anbefales det at disse plasseres nær hverandre, ikke oppå hverandre på grunn av friksjonstap, men med en avstand på for eks. 0,1 m. Nødvendig dimensjonerende styrke kan tilnærmet velges som 40 % høyere enn beregnet for ett lag. Hvis mer økonomiske løsninger skal oppnås med to lag, anbefales det å benytte FEM-beregninger.

Avhengig av fyllingshøyden må armeringens holdbarhet mot frost vurderes.

1.5.4.6 Dimensjonering mot horisontalglidning og uttrekk av armeringen

Armeringen må oppnå tilstrekkelig forankring i fyllingen i randsonen av det området pelene dekker. Alle relevante vertikale snitt under fyllingsskråningen må beregnes. For nødvendig armeringslengde med tanke på horisontalglidning av fyllingen illustrert i Figur 1-5- 13, kan forankringslengden og uttrekkslengden for armeringen beregnes på følgende måte.



Figur 1-5-13 Forankringslengde for å motvirke horisontalglidning og uttrekkslengde for armeringen.

Hvor

L_e forankringslengde for å motvirke horisontalglidning

L_b forankringslengde for å motvirke uttrekk av armeringen

L_s er lengden av fyllingens sideskråning

L_p er lengden av fyllingsfot utenfor ytterste pelehatt

Horisontalglidning

Forankringslengden på tvers av fyllingen i henhold til Figur 1-5-13 kan beregnes som:

$$L_e \geq \frac{R_{ds} \cdot \gamma_s}{\gamma \cdot h \cdot \alpha \cdot \tan \phi'_d}$$

$$L_e \geq \frac{0.5K_A \cdot H(\gamma \cdot H + 2q_d) \cdot \gamma_s}{\gamma \cdot h \cdot \alpha \cdot \tan \phi'_d}$$

hvor

h er gjennomsnittlig høyde av fylling over armeringen $H/2$ er en konservativ antagelse og anbefales benyttet for å finne ut om foreslått skråningshelning er tilfredsstillende (dvs $h = H/2$ for $L_e = L_s$). Iterasjon med varierende h er nødvendig for å finne minste nødvendige forankringslengde mer nøyaktig.

α er reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord (se Figur 1-4-9).

γ_s partialfaktor for lastvirkning (forankringslengde horisontalglidning)

Hvis beregnet $L_e > L_s$, så må enten skråningshelningen reduseres (dvs n økes) eller skråningen må armeres ved bruk av oppbrettsmetoden.

Uttrekkskraft

Forankringslengden for å motstå uttrekk av armeringen på tvers av fyllingen, se Figur 1-5-13,

beregnes som:

$$L_b \geq \frac{(R_{rp3D} + R_{ds}) \cdot \gamma_p}{\gamma \cdot h (\alpha_1 \cdot \tan \phi'_{d1} + \alpha_2 \cdot \tan \phi'_{d2})}$$

hvor

$\tan \phi'_{d1}$ dimensjonerende friksjonsvinkel i jorda over armeringen $\tan \phi'_{d1} = \tan \phi'_1 / \gamma_M$

α_1 reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord over armeringen

$\tan \phi'_{d2}$ dimensjonerende friksjonsvinkel i jorda under armeringen ¹

α_2 reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord under armeringen

h gjennomsnittlig høyde av fylling over armeringen

γ_p partialfaktor for lastvikning (forankringslengde uttrekk)

¹ Mulighetene til å ta hensyn til friksjonsvinkelen i jorda under armeringen kan være begrenset og det kan være bedre å se bort fra denne delen eller benytte verdier for jorda i undergrunnen.

Tilhørende forankringslengde i retning langs fyllingen kan beregnes ved bruk av samme ligning hvor $R_{ds} = 0$.

Hvis det ikke er mulig å oppnå tilstrekkelig forankringslengde så foreslås følgende løsninger:

- slakere fyllingsskråning
- bruk av oppbrettsmetoden

1.5.4.7 Grensetilstander og bestandighet

I bruksgrensetilstanden må mulighetene for store tøyninger i armeringen og setninger av fyllingen vurderes. Bruddgrensetilstanden vil være dimensjonerende for strekkstyrken i armeringen når det i beregningene settes begrensninger på armeringstøyningen.

Valg av armeringstype må gjøres slik at nødvendig strekkstyrke er tilgjengelig gjennom hele konstruksjonens levetid. Polyester er mer følsom overfor pH-verdier over 9 enn andre polymerer og dette må vurderes ved bruk av armering over pelehatter.

1.5.5 Utførelse og kontroll

1.5.5.1 Peling

Før arbeidene må det utarbeides en detaljert peleplan som minimum inneholder plassering, helning og lengder av alle peler, rammekriterier og henholdsvis stoppkriterier i løsmasser og/eller innmeislingskriterier i berg. I tillegg bør den også inneholde krav til rammeutstyr, (ev. dokumentasjon av utstyrets virkningsgrad), skjøting av peler, pelespiss og toleranser.

Pellearbeidene skal følges opp og kontrolleres i henhold til Peleveiledningen (ref. 7). Det

skal føres pele- og rammeprotokoll på Vegvesenets blankett nr. 473 eller tilsvarende. Pele-rammingen bør av hensyn til massefortrengning/ terrengheving starte i midten av området som skal peles.

Den praktiske utførelsen av pelingen må legges opp slik at en kan komme til for en eventuell etterramming av pelene.

Ved avslutning av pelingen kan siste pelerad få ekstra trykk- og bøyepåkjening. Det bør derfor rammes noen ekstra pelerader, gjerne som svevende peler. Hvis pelingen går over i masseutskifting utføres utskiftingen først, og det må benyttes pelbare erstatningsmasser i en overgangssone.

1.5.5.2 Betongarbeider

Grunnen rundt pelene avrettes med grus før utlegging/støping. Pelearbeidene medfører massefortrengning og terrengheving. Ved merkbare terrenghevninger kan det være aktuelt med et opphold mellom pelerammingen og utleggingen/støping av plater da hevingen i leire avtar etterhvert som poretrykket utjevnes.

For krav til utførelse og kontroll av betongarbeider henvises det til Prosesskoden(ref. 9).

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.

1.5.5.3 Arbeider med jordarmering

For krav til utlegging og kontroll av jordarmering henvises det til kap. 1.4: Armering under fylling.

1.5.5.4 Fyllingsarbeider

Fyllingen nærmest overflaten skal bestå av sand, grus eller sprengt stein 0–300 mm og tilfredsstillende vanlige krav til fyllmasser gitt i Kap. 2. Utleggingen av massene utføres forsiktig med lett beltegående utstyr og første lag skal være 1 m tykt. 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 vegbredden i lagtykkelser som angis på peleplanen. Massene bør ikke legges ut i lag tykkere enn 1 m da dette kan gi ensidige horisontalkrefter og forskyvninger av peler.

Trafikk som er nødvendig for utlegging av fylling kan tillates etter 1 m fyllingshøyde, men annen trafikk over platene/armeringen 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.

For spesielle krav til utlegging og kontroll av fylling over armert jord henvises det til kap. 1.4.

Mellomrommet mellom pelehattene må fylles opp med grus før armeringsduken legges ut horisontalt og helst i tverretning på dette nivå. Eventuelt kan det vurderes å fylle opp ytterligere med inntil 0.5 meter grus før jordarmeringen legges ut.

En bør også vurdere å forankre jordarmeringen ytterst med gabioner, betongklosser eller å føre armeringen tilbake inn i fyllingen om en har problemer med glidning mellom fylling og armering utenfor ytterste pelehatt.

1.5.6 Spesielle forhold

Pelearbeidene vil kunne medføre massefortrenging, poretrykksøkning og terrenghevning. En må ta hensyn til at dette kan føre til at stabiliteten mot utglidning i området kan forverres utover det akseptable.

Stabilitetsforholdene må holdes under oppsikt om det er fare for uakseptable forverringer i skråninger både ovenfor og nedenfor pelearbeidene. Ved slike forhold anbefales det nedsett poretrykksmålere i flere nivå for å kunne overvåke poretrykksøkninger.

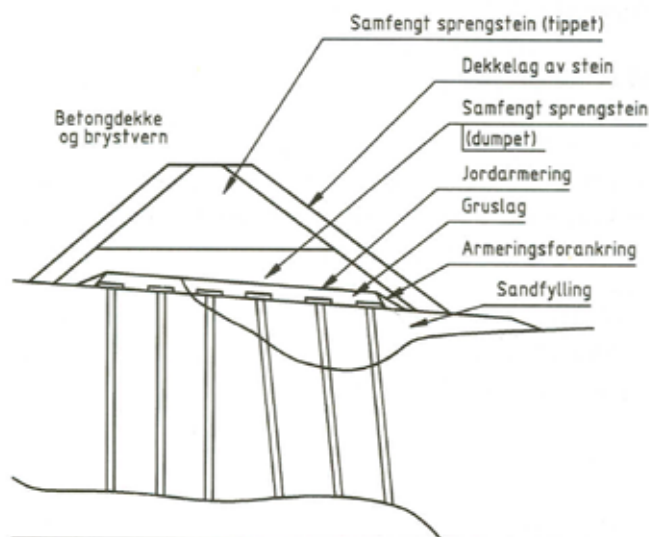
Ofte vil en kunne redusere massefortrenging og omrøring på grunn av pelingen ved å ta ut «leirpølser» i pelepunktene.

1.5.7 Prosjekteksempler

1.5.7.1 Molo på jordarmering på Storekorsnes, Finnmark.

På grunn vanskelige grunnforhold er en 95 meter lang forlengelse av en molo på Storekorsnes i Finnmark i 1989 fundamentert på spissbærende peler til berg. Pelene er satt i et rutenett på 4 x 4 meter. Det er i hovedsak benyttet betongpeler med kapasitet 2000 kN (2 midtre rader) eller 1500 kN. De ytterste peleradene ble rammet med helning 6: 1 for opptak av horisontalkrefter

Figur 1-5- 14 viser et profil av den valgte mololøsningen.



Figur 1-5- 14 Valgt mololøsning på Storekorsnes, Finnmark, Hermann (1992).

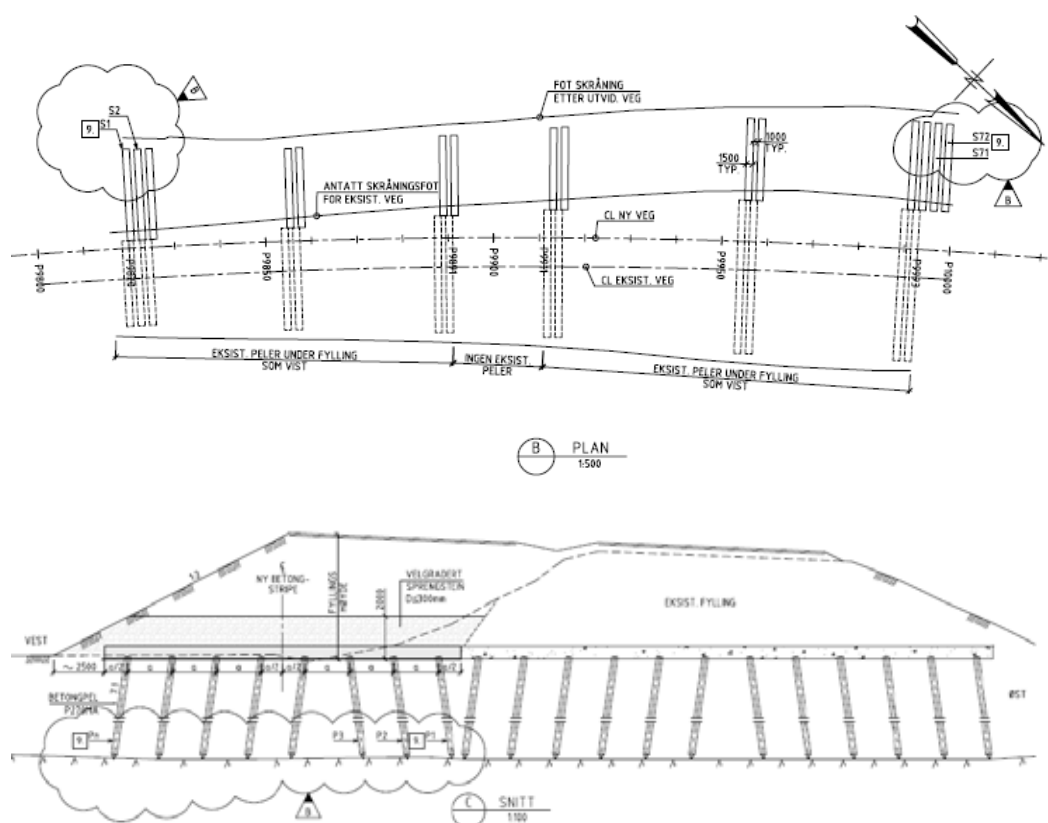
Pelene ble etter kapping i sjøbunnivå utstyrt med kvadratiske betongplater med sidekant 1,5 m. Over disse platene ble det lagt ut et 0,5 m tykt lag av grus som underlag for jordarmering.

Jordarmeringen består av en armeringsduk med bruddstyrke (10 % forlengelse) 800 kN/m.

Peleavstanden er noe større enn framkommet i dimensjonering og det er benyttet en vesentlig større tillatt nedbøyning i armeringen i feltet mellom pelehattene (0,3 m mot anbefalt 0,15 m) fordi en i dette tilfellet kan akseptere vesentlig større setninger enn for vegfyllinger.

1.5.7.2 Fylling på peler for E6 Svingenskogen - Solberg, Østfold

På strekningen profil 9820–10000 var eksisterende fylling for E 6 fundamentert på peler på grunn av bløte, setningsgivende leirmasser i undergrunnen. Fyllingshøyden i det aktuelle området varierer fra 4–8 m over terreng og stabiliserende tiltak var nødvendig. For utvidelse av E 6 til 4 felts motorveg ble det besluttet å benytte samme løsning som for eksisterende E 6 med fylling på betongpeler forbundet med betongstriper. Prinsippet er vist på oversiktsplan og i tverrprofil på Figur 1-5- 15. Det ble benyttet betongpeler av type P270MA. I de første 2 m av fyllingen målt fra underkant betongstriper var det satt krav til bruk av velgradert sprengstein med steinstørrelse $D \leq 300$ mm.



Figur 1-5-15 Plan og tverrprofil av planlagt utvidelse av E6 i Østfold med fylling på betongpeler

Pelene ble rammet med en avstand som vist på Figur 1-5-16 og med helning 7:1 i tverretningen for å oppta sidekrefter. Pelene ble innbyrdes forbundet med støpte betongstriper i tverrprofilet med sidekant 1,5 m.

Fyllingshøyde m	Senteravst. peler m	Stripebredde m	Dekningsprosent
≤ 4,0 m	a = 3,3 m	c = 1,5 m	45 %
4,0 – 5,0 m	a = 2,7 m	c = 1,5 m	56 %
5,0 – 6,0 m	a = 2,4 m	c = 1,5 m	63 %
6,0 – 7,0 m	a = 2,1 m	c = 1,5 m	71 %
7,0 – 8,8 m	a = 1,8 m	c = 1,5 m	83 %

Figur 1-5-16 Peleavstand og dekningsprosent avhengig av fyllingshøyde

Grunnen til den relativt høye dekningsprosenten for de største fyllingshøydene skyldes begrensningen i pelenes bæreevne.



Figur 1-5- 17 Ramming av betongpeler for E6 Svingenskogen–Solberg, Østfold (foto: Yngvar Hanson)



Figur 1-5- 18 Støping av betongstriper over peler (foto: Yngvar Hanson)

Entreprensekostnadene blir ut fra dette ca 3200 kr/m² fyllingsoverflate utvidet veg basert på anbudspriser i 2006.

1.5.7.3 Eksempel på dimensjonering

- Generelt

En 7 m høy og 10 m bred fylling med sideskråninger 1:1.5 skal fundamenteres i et leirterreng. Undergrunnen består i dette tilfellet av et 12-13 meter mektig lag av bløt leire med c_u i størrelsesorden 10 kPa. Under leira er det en relativt flat bergoverflate.

I fyllingen benyttes en knust grus med friksjonsvinkel, $\phi = 38^\circ$ og densitet, $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$. Trafikklasten/nyttelasten på fyllingen inkludert partialfaktor for last settes til $q_d = 13 \text{ kN/m}^2$.

Vurderinger av stabilitetsforholdene tilsier at det må benyttes en grunnforsterkningsmetode for å kunne legge ut fyllingen som planlagt. I dette eksempelet velger en å dimensjonere for fylling på peler, både med tradisjonelle betongstriper og med mindre pelehatter/jordarmering.

- Valg av peler

Velger å benytte betongpeler P270 MA med en antatt dimensjonerende bæreevne, $R_{c;d} = 1380 \text{ kN}$ pr. pel. Alle pelene er forutsatt rammet til berg, men det kan være aktuelt med noen rader med friksjonspeler på endene av fyllingen for å ujevne setningsforskjeller i overgangssonene.

- Dimensjonering

Senteravstanden mellom pelene dimensjoneres etter formel i kap. 1.5.2.2.

$$a = \sqrt{\frac{R_{c;d}}{\gamma \cdot H + q_d}} = \sqrt{\frac{1380}{19 \cdot 7 + 13}} = 3,1 \text{ m}$$

Velger i utgangspunktet en senteravstand på 3,0 m mellom pelene.

Avstanden mellom fyllingsfot og ytre pel beregnes etter Figur 1-5- 4 som gir $\tan \omega = 0,8$ for $n = 1,5$.

$$f = H \cdot (n - \tan \phi) = 7 \cdot (1,5 - 0,8) = 4,9 \text{ m}$$

Setter i alt 9 peler i tverrprofilet og med en senteravstand på 3,0 m gir dette en avstand mellom de ytterste pelene på $8 \cdot 3 = 24 \text{ m}$. Med 10 m planeringsbredde på toppen av fyllingen, fyllingshøyde på 7 m og skråningshelning på 1:1,5 gir dette en totalbredde i bunnen av fyllingen på $10 + 2 \cdot 7 \cdot 1,5 = 31 \text{ m}$. Dette medfører at (avstanden mellom fyllingsfot og ytre pel) $f = \frac{1}{2} \cdot (31 - 24) = \underline{3,5 \text{ m}}$ (uten betongstriper/pelehatter) som er godt innenfor beregnet krav $f_{\text{maks}} \leq 4,9 \text{ m}$.

Horisontalkraft i skråninger dimensjoneres etter formel

$$R_{ds} \geq E_a = \frac{1}{2} \cdot K_A (\gamma \cdot H + 2 \cdot q) \cdot H$$

$$\text{og } K_A = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'_d}{2} \right) \text{ for } r = 0 \text{ og } \tan \phi'_d = \frac{\tan \phi'}{\gamma_M}$$

Dette gir for $\gamma_M = 1,4$, $\phi = 38^\circ$ og $r = 0$ $K_A = 0,35$

$$E_a = 0,5 \cdot 0,35 \cdot (19 \cdot 7 + 2 \cdot 13) \cdot 7 = 194,8 \text{ kN/m}$$

- Fylling på betongstriper

Ut fra tabell Figur 1-5- 7 velges betongstriper med en dekningsprosent på 60 pga. grunnforholdene og den manglende sidestøtten for pelene. Forutsetter et lastfordelingslag av knust grus over betongstripene.

$$D = \frac{c}{a} \cdot 100\% \Rightarrow c = \frac{a \cdot D}{100}$$

Bredde av betongstriper, $c = 3,0 \cdot 60 / 100 = 1,8 \text{ m}$

Den frie avstanden mellom betongstripene, $a - c = 3,0 - 1,8 = 1,2 \text{ m}$, dvs

OK! Tykkelse av lastfordelingslaget over betongstripene,

$$t = 1,5 \cdot (a - c) = 1,5 \cdot 1,2 = 1,8 \text{ m}$$

For å ta opp sidekreftene på 194,8 kN i fyllingen settes de ytterste 2 pelene på hver side med helning 7:1 utover.

Dimensjonerende horisontal bæreevne for 2 skråpeler:

Med senteravstand 3,0 m vil ytterste pel ha en avstand på 12,0 m fra senterlinje veg, dvs 7 m utenfor vegkant. De to ytterste pelene vil da ligge under fyllingsskråningen og ta vertikallast fra en kvadratisk jordsøyle med bunnflate $3 \times 3 \text{ m}$ og midlere høyde på henholdsvis $h_1 = 7 \cdot (10,5 - 7) / 10,5 = 2,3 \text{ m}$ for ytterste pel og $h_2 = 4,3 \text{ m}$ for pelen innenfor. Dette gir følgende vertikallaster på pelene:

$$F_1 = 19 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 2,3 = 393,3 \text{ kN} \quad F_2 = 19 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 4,3 = 735,3 \text{ kN}$$

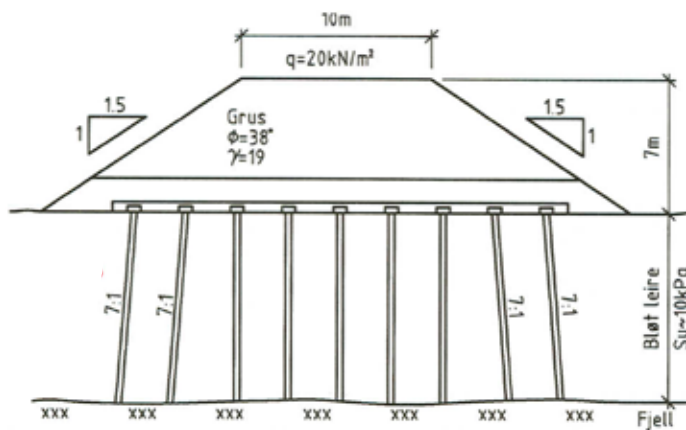
Med helning 7:1 vil dette si at pelene kan oppta horisontallaster på

$$F_{h1} = \frac{19 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 2,3}{7} = 56,2 \text{ kN} \quad F_{h2} = \frac{19 \cdot 3 \cdot 3 \cdot 4,3}{7} = 105 \text{ kN}$$

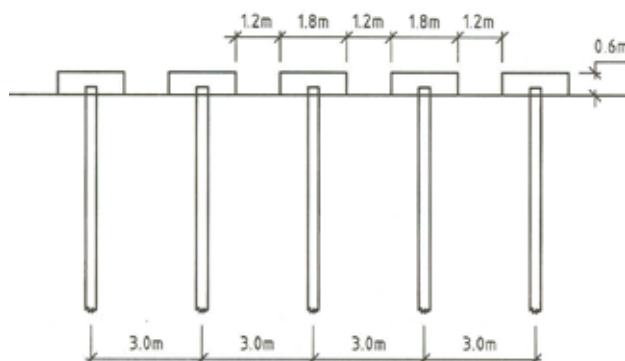
Basert på vertikallast vil det si at de to pelene til sammen vil kunne oppta en horisontallast på $F_{h \text{ tot}} = 56,2 + 105 = 161,2 \text{ kN}$. Dette er litt mindre enn horisontalkraften fra skråningen, $E_a = 194,8 \text{ kN}$, men lastkapasiteten til pelene i horisontalretning er vesentlig større ($R_{cd} = 1380 \text{ kN}$ og $R_{cdh} = 1380 / 7 = 197,1 \text{ kN}$ per pel), og betongstripene vil kunne ta noe på strekk, dvs. OK.

Betongstripen dimensjoneres og armeres i henhold til gjeldene betongstandard.

Figur 1-5- 19 og Figur 1-5- 20 viser et tverr- og lengdeprofil av denne fyllingen på peler med betongstriper.



Figur 1-5- 19 Fylling på peler med betongstriper, tverrprofil



Figur 1-5- 20 Fylling på peler med betongstriper, lengdeprofil

- Alternativ med fylling på betongplater

Ut fra tabell Figur 1-5- 7 velges en dekningsprosent på 70 for betongplater, ellers som for betongstriper.

Sidekant:

$$c = \sqrt{\frac{D}{100} \cdot a^2} = \sqrt{\frac{0}{100} \cdot 3^2} = 2,5 \text{ m}$$

Den frie avstanden mellom betongplatene, $a - c = 0,5 \text{ m}$, dvs OK!

Tykkelse av lastfordelende lag: $t = 1,5 \cdot (a - c) = 1,5 \cdot 0,5 = 0,75 \text{ m}$ dvs 1,0 m ifølge krav i kap. 1.5.3.1.

- Fylling på jordarmering

Størrelsen av pelehatter beregnes etter Figur 1-5- 9 som for $H = 7$ m og $a = 3,0$ m gir en kantlengde på $c = 1,40$ m for pelehattene. Pelehattenes tykkelse og armeringsmengde må dimensjoneres separat i henhold til gjeldene betongstandard

Velger å sette alle 9 peler i tverrprofilen vertikalt og derfor må horisontalkraften i fyllings-skråningen inngå i total strekkraft i armeringen. Om en velger å sette de 2 ytterste pelene med helning 1:7 på begge sidene (som eksemplet for fylling på betongstriper) vil en kunne benytte en betydelig svakere jordarmering. Økonomiske/praktiske vurderinger vil måtte avgjøre dette.

Strekraft for å holde jordkilen på plass mellom pelene dimensjoneres todimensjonalt etter formel:

$$G_{2D} = \frac{(a-c)^2}{4 \cdot \tan 15^\circ} \cdot \gamma = 0,93 \cdot (a-c)^2 \cdot \gamma = 0,93 \cdot (3,0-1,4)^2 \cdot 19 = 45,2 \text{ kN/m}$$

Tredimensjonalt får vi da:

$$G_{3D} = \frac{1 + \frac{a}{c}}{2} \cdot W_{2D} = \frac{1 + \frac{3,0}{1,4}}{2} \cdot 45,2 = 71 \text{ kN/m}$$

Når nedbøyningen i jordarmeringen mellom betonghattene ikke skal være mer enn 14 cm (2 % av fyllingshøyden eller maks. 15 cm), kan ikke tøyningen i armeringen, beregnet etter kap. 1.5.4.2 være større enn ca. 2 %.

$$d = (a-c) \sqrt{\frac{3}{8} \varepsilon} = (3,0-1,4) \sqrt{\frac{3}{8} \cdot 0,02} = 0,139 \text{ m}$$

Strekraft i armeringen kan da beregnes for maksimal tøyning i armeringen på 2 %.

$$R_{\text{tp3D}} = \frac{G_{3D}}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot \varepsilon}} = \frac{71}{2} \cdot \sqrt{1 + \frac{1}{6 \cdot 0,02}} = 35,5 \cdot 3,06 = 108,6 \text{ kN/m}$$

Hvis det ikke benyttes skråpeler, vil armeringen i tillegg måtte oppta horisontalkreftene fra fyllingsskråningen (se beregning ovenfor).

$$R_{\text{ds}} \geq E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a (\gamma \cdot H + 2 \cdot q_d) \cdot H = 194,8 \text{ kN/m}$$

Eventuelle tilleggskrefter pga. glidning utenfor de ytterste pelene dimensjoneres/kontrolleres etter 1.5.4.3.

$$f \leq \frac{7,4}{\gamma} \cdot n \cdot \frac{c_u}{\gamma_M} = \frac{7,4}{19} \cdot 1,5 \cdot \frac{10}{1,4} = 4,2 \text{ m}$$

I dette tilfellet er $f = H \cdot n - 7 = 7 \cdot 1,5 - 7 = 3,5$ m, dvs. OK.

Ved behov kan stabiliteten sikres ved å redusere f eller ved å oppta tilleggskreftene i armeringen.

Totalkreftene i armeringen på tvers av fyllingen blir da

$$R_{\text{tot}} = R_{\text{ds}} + R_{\text{rp3D}} = 194,8 + 108,6 = 303,4 \text{ kN/m}$$

I fyllingens lengderetning vil totalkraften være

$$R_{\text{tot}} = R_{\text{rp3D}} = 108,6 \text{ kN/m}$$

Egnet armeringsduk velges på denne bakgrunn og med tanke på begrensninger i tøyning som beskrevet ovenfor.

Kontroll av forankringslengder:

For armeringsduk gir Figur 1-4-9 $\alpha = 0,7$ og med $\gamma_s = 1,1$ for armeringen blir nødvendig armeringslengde for å forhindre horisontalglidning:

$$L_e \geq \frac{R_{\text{ds}} \cdot \gamma_s}{\gamma \cdot h \cdot \alpha \cdot \tan \phi'_d} = \frac{194,8 \cdot 1,1}{19 \cdot 3,5 \cdot 0,7 \cdot 0,56} = 8,2 \text{ m}$$

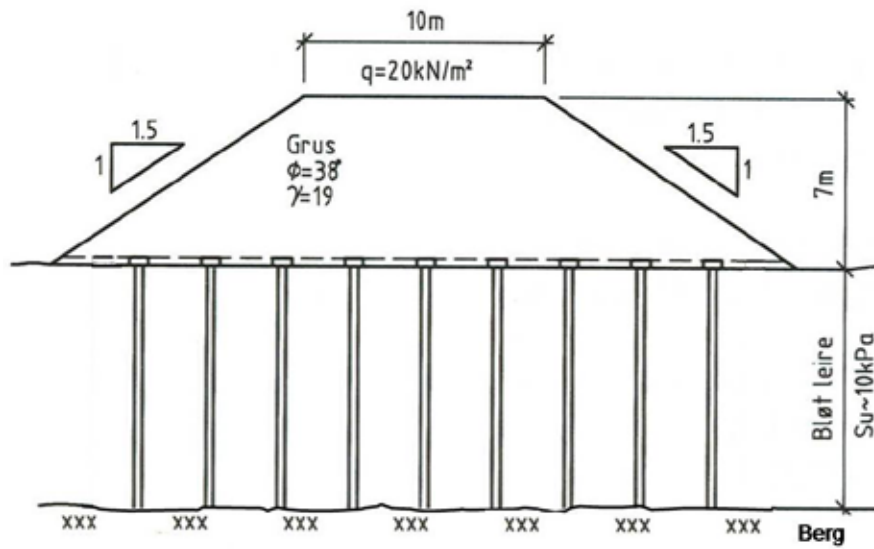
Her er avstanden fra fyllingskrone til fyllingsfot $L_s = 10,5 \text{ m}$, dvs. OK.

Nødvendig armeringslengde for å hindre uttrekk (regner her friksjonsmasser både over og under duken siden det skal fylles friksjonsmasser mellom pelehattene før armeringen legges ut) med $\gamma_p = 1,3$ for uttrekksmotstand:

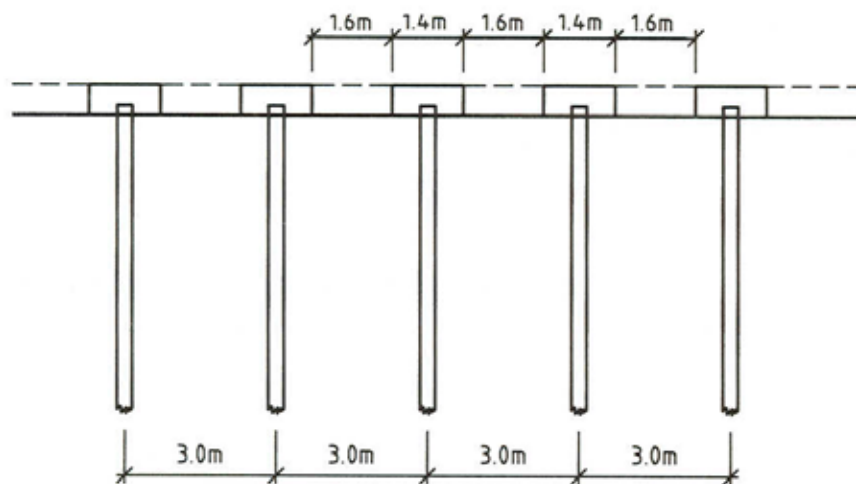
$$L_b \geq \frac{(R_{\text{rp3D}} + R_{\text{ds}}) \cdot \gamma_p}{\gamma \cdot h (\alpha_1 \cdot \tan \phi'_{d1} + \alpha_2 \cdot \tan \phi'_{d2})} = \frac{(108,6 + 194,8) \cdot 1,3}{19 \cdot 3,5 \cdot 2 \cdot 0,7 \cdot 0,56} = 7,6 \text{ m}$$

Med $L_p = \frac{1}{2}(10,5 + 10 + 10,5) - (4 \cdot 3 + \frac{1}{2} \cdot 1,4) = 15,5 - 12,7 = 2,8 \text{ m}$ tilsier dette at armeringen må brettes opp og inn i fyllingen for å oppnå tilstrekkelig forankring mot uttrekk.

Figur 1-5-21 og Figur 1-5-22 viser tverr- og lengdeprofil av denne fyllingen på peler med jordarmering.



Figur 1-5- 21 Fylling på peler med jordarmering, tverrprofil



Figur 1-5- 22 Fylling på peler med jordarmering, lengdeprofil

1.5.8 Symbolliste

- a = senteravstand peler
- α . = reduksjonsfaktor for friksjon mellom armering og jord.
- b = stripeavstand.
- c = stripebredde/sidekant peleplate.
- c_u = udrenert skjærfasthet.
- C_u = graderingstall.
- d = nedbøyning i jordarmering.
- D = dekningsprosent for striper/plater.
- E_a = horisontalkraft i fyllingsskråninger
- f = avstand mellom fyllingsfot og ytterste pel.
- f_d = dimensjonerende materialstyrke.
- ϕ = friksjonsvinkel.
- G = vekt av jordkile mellom peleplater.
- γ = densitet (tyngdetetthet).
- γ_M = partialfaktor (også γ_s og γ_p)
- H = høyde av fylling.
- h = gjennomsnittlig høyde av fylling over armering i fyllingsskråning
- η = omregningsfaktor
- K_A = aktiv jordtrykkskoeffisient.
- L_s = lengde av skråning
- L_p = lengde av skråning utrnfor ytterste pelehatt/stripe
- L_e = forankringslengde for å motvirke horisontalglidning
- L_b = forankringslengde for å motvirke uttrekk av armering
- n = helning av skråninger.
- q = nyttelast på fylling.
- R = strekkraft i jordarmering
- R_{tot} = maksimal strekkraft i armering.
- $R_{c;d}$ = dimensjonerende bæreevne for peler.
- s = buelengde i jordarmering.
- t = tykkelse av lastfordelende lag.
- ω = vinkel mellom ytterste pelehatt og skråningstopp.

1.5.9 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (2) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 4 utgave, Oslo 2006.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (3) NORDISK GEOSYNTETGRUPPE (2003). Nordic Guidelines for Reinforced Soils and Fills (norsk versjon, revidert 2006) Nordisk håndbok Armert jord og fyllinger. Publisert av de geotekniske foreningene i Norden, elektronisk norsk versjon kan lastes ned fra <http://www.ngf.no/>. Distribusjon i Norge ved Norsk Geoteknisk Forening. Her finnes også en produktoversikt under Geosyntetguiden.
- (4) Hermann S., Fyllinger på peler ved bruk av høystyrke geotekstiler. Internt kurs i geoteknisk prosjektering. 10-12.11.1992, NGI.
- (5) Carlsson B., Armerad Jord. Beråkningsprinsipper för bankar på pålar. Statens geotekniska institut - Sverige, 1987.
- (6) Jones, Lawson & Ayres. Geotextile reinforced piled embankments. 4th. In ternational Conferenee on Geotextiles, Geomembranes and Related Products. - Volume 1, 1990.
- (7) Peleveledningen 2005. Den Norske Pelekomite, Norsk Geoteknisk Forening. utgave 2005.
- (8) Statens vegvesen. Prosesskode 1 og 2. Håndbok -025, -026. Normaler. Vegdirektoratet, 1981, 1988, 2007.
- (9) Vägverket, Banverket, Sverige. Anvisning för dimensionering och utförande av bankpålning. Publikation 2007:XX, 2007
- (10) Standard Norge, NS-EN 12794. Prefabrikkerte betongelementer - Fundamentpeler. 2005.

1.6 Vertikale dren

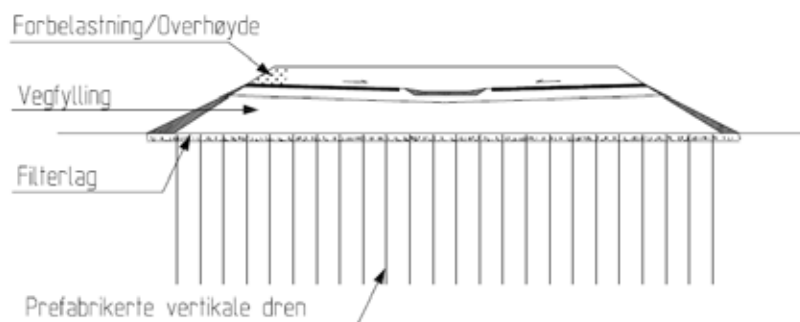
1.6.1 Generelt

Setninger i lite permeable jordarter, som normalkonsolidert leire og leirig silt, kan påskynnes ved nedsetting av vertikale dren. Dreneringen foregår i det alt vesentlige gjennom dreneene som dimensjoneres slik at det meste av setningene finner sted før overbygningen legges ut. Vertikale dren bør kombineres med forbelastning ved at fyllingen legges ut med overhøyde (ref. 4).

Opprinnelig bestod vertikale dren av sandpeler med varierende diameter. I dag benyttes i all hovedsak prefabrikerte dren på grunn av enklere installering, fleksibilitet og lavere kostnad. Disse finnes i et stort antall av ulike fabrikat, der de fleste består av en taggete eller ribbete kjerne, gjerne av plast, omgitt av et filter.

Metoden er mye brukt internasjonalt blant annet i Sverige, men har også vært en aktuell løsning de senere årene i Norge. Vertikaldren har vært benyttet hos oss med godt resultat i flere vegprosjekter, blant annet over en strekning på 2 km for E18 i Vestfold (se ref. 10), med 345 000 lm installerte dren.

Figur 1-6- 1 viser en prinsipptegning for bruk av vertikale dren under en vegfylling.



Figur 1-6- 1 Dypdrenering med vertikale prefabrikerte dren

1.6.2 Dimensjoneringsgrunnlag

1.6.2.1 Valg av løsning

Vertikale dren, i kombinasjon med forbelastning, er en aktuell løsning ved vegfyllinger og fundamenter der setninger er hovedproblemet. Ved valg av en slik metode kan hoveddelen av setningene gjøres unna på forhånd ved at fyllingen legges direkte på et filterlag over terreng i stedet for å benytte andre metoder som peling, lette fyllmasser, kalk-sementpeler ol.

Ved å bruke en riktig overhøyde på fyllingen i forbelastningsperioden, er prinsippet at de totale setningene denne belastningen medfører skal bli større enn de teoretisk beregnede setninger over mange år med en tradisjonell belastning fra vegfyllingen. Ved fjerning av overhøyden skal det dermed ikke oppstå konsolideringssetninger i ettertid. Selv om konsolidering med vertikaldren og overhøyde ikke er helt avsluttet ved fjerning av overhøyden, så vil setningsutviklingen stoppe eller flate ut. Ved eventuelle sekundærsetninger/krypsetninger vil også vertikaldrenene kunne bidra til å gi en lettere dreinsveg for porevannet.

Vertikale dren har størst effekt i kohesjonsjordarter som i hovedsak er homogene og med konsolideringskoeffisient, $C_v \leq 8 \text{ m}^2/\text{år}$. Leire med spesielt lavt krypmotstandstall (r_s) egner seg mindre godt for vertikaldrenering.

Når kohesjonsjord konsolideres for en last, strømmer porevannet ut av jorda til poreovertrykket utjevnes. Hoveddelen av porevannet strømmer horisontalt til vertikaldrenene, mens en mindre del strømmer til markoverflaten eller til drenerende lag i eller under kohesjonsjordarten. Setningsforløpet kan uttrykkes med jordens konsolideringsgrad som angir hvor stor del av poreovertrykket i jorda som i gjennomsnitt utjevnes ved ulike tidspunkt. For en viss last bestemmes setningenes størrelse av jordens kompresjonsmodul for aktuelle spenningsnivåer, mens setningshastigheten bestemmes av jordens permeabilitet og avstand til drenerende lag, eller vertikale dren og dreneringskapasiteten i drenene. For de fleste dren er dreneringskapasiteten (q_w) så stor at setningshastigheten praktisk talt ikke påvirkes.

Stabilitetshensyn kan medføre at en må redusere høyden på forbelastningen eller legge ut motfyllinger. Under nedsettingen av drenene vil massene omkring drenene omrøres og skjærfastheten nedsettes midlertidig. Ved anstrengte stabilitetsforhold må en ta dette med i vurderingene. Størrelsen på omrørt sone vil avhenge av utstyret som benyttes. Normalt vil opprinnelig skjærfasthet være gjenopprådd innen 3-6 måneder etter installasjonen. Ved bruk av vertikaldren vil poreovertrykket gå merkbart raskere tilbake og det vil være mulighet for bruk av større overhøyde/forbelastning. Stabiliteten kontrolleres hele tiden med bruk av nedsatte poretrykksmålere. Disse bør plasseres i dybden på flere nivåer.

I lagdelte jordarter med mindre avstand enn 3-4 m mellom drenerende silt-, sand eller gruslag vil effekten av vertikale dren bli marginal.

1.6.2.2 Dimensjonering

Dimensjoneringsmetoden er hentet fra Vägverket, Sverige (ref. 6) og tilpasset norske forhold og benevninger. Midlere konsolideringsgrad for porevannets strømming horisontalt til vertikale dren blir i følge nedenstående formel:

$$U_h = 1 - e^{-\frac{8 \cdot C_h \cdot t}{D^2 \cdot F(n)}}$$

der:

U_h = Midlere konsolideringsgrad av porevannets strømming horisontalt til vertikale dren.

C_h = Konsolideringskoeffisienten for porevannets strømming horisontalt til vertikale dren, m²/år,

t = Tiden fra utleggingen av fyllingen, år

D = Diameter for drenets virkningsområde, normalt $D = 2 \cdot L / \pi^{0,5} = 1,13 \cdot L$

L = Avstand mellom drenene, m.

$$F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \left(\ln \frac{n}{s} + \frac{k}{k'} \cdot \ln s - 0,75 \right)$$

n = D/d

d = Drenets diameter, m. For prefabrikkerte dren regnes ekvivalent diameter som settes til $d = 2 \cdot (a+b) / \pi$ hvor a = drenets bredde og b = drenets tykkelse (se Figur 1-6-7)

k = Jordas opprinnelige permeabilitet, m/s

k' = Permeabilitet i omrørt sone rundt drenet, m/s.

s = d_s / d

d_s = Diameter for omrørt sone rundt drenene, m

Ved beregningen av U_h , kan følgende gjennomsnittsverdier benyttes (erfaringsverdier fra Sverige (ref. 6)):

$$d_s = 2 \cdot d$$

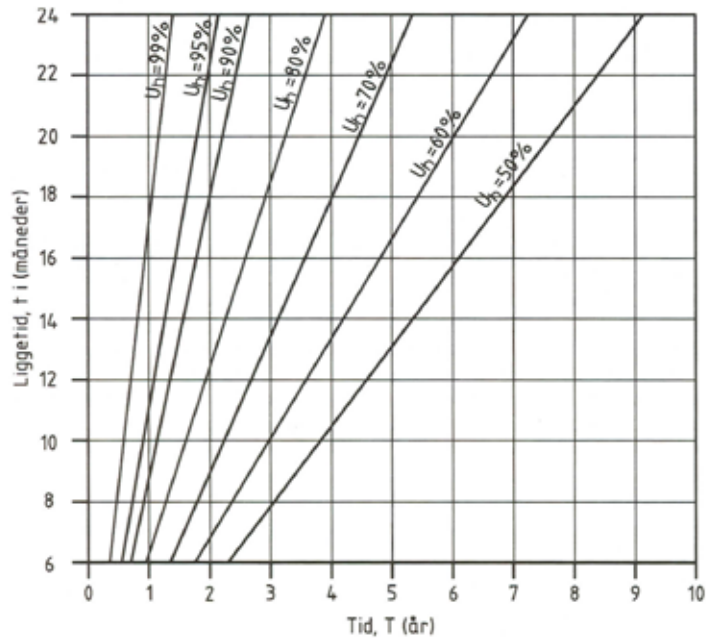
$$k = 3 \cdot k'$$

$$C_h = 2,5 \cdot C_v$$

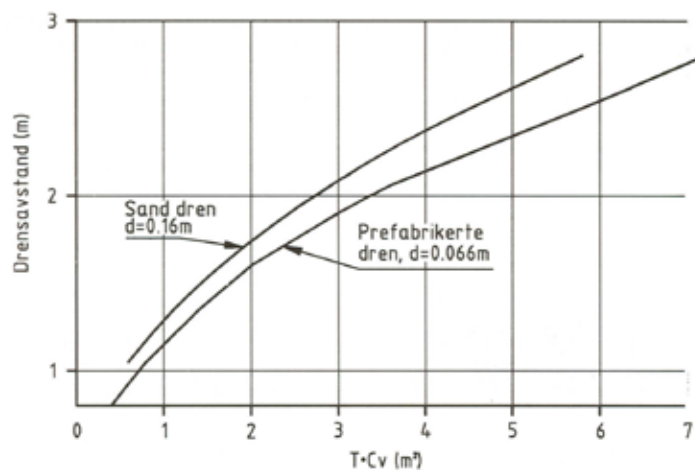
der:

C_v = Konsolideringskoeffisient fra ødometerforsøk, m²/år.

Ved hjelp av kurvene i Figur 1-6- 2 og Figur 1-6- 3 kan en ut fra gjennomsnittsverdiene ovenfor, ønsket komprimeringsgrad samt tilgjengelig liggetid dimensjonere avstanden mellom drenene ut fra kun virkningen av de vertikale drenene. Konsolideringsgraden må deretter justeres for vertikal drenering (gjennom de opprinnelige massene).



Figur 1-6-2 Diagram for bestemmelse av T ut fra liggetid t i måneder og komprimeringsgrad U . T benyttes i diagrammet i Figur 1-6-3 til dimensjonering av dreinsavstand, L (ref. 6)



Figur 1-6-3 Diagram for bestemmelse av dreinsavstand for gjennomsnittsverdier. T bestemmes fra Figur 1-6-2 (ref. 6).

Ved installasjonen omrøres leira nærmest drenene som tidligere beskrevet. For å begrense omfanget av denne effekten bør dreinsavstanden ikke være mindre enn 1,1 m for sanddren og 0,8 m for prefabrikkerte dren.

Setningsforløpet påvirkes også i en viss grad av porevannsstrømningen vertikalt i leira. Denne påvirkningen er størst ved små dyp og skal alltid medtas når leirdypet er mindre enn 10 m. Konsolideringsgraden U , for porevannets strømning vertikalt finnes som en funksjon av tidsfaktoren, T_v i diagrammet i Figur 1-6- 4.

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2}$$

der:

T_v = Tidsfaktor

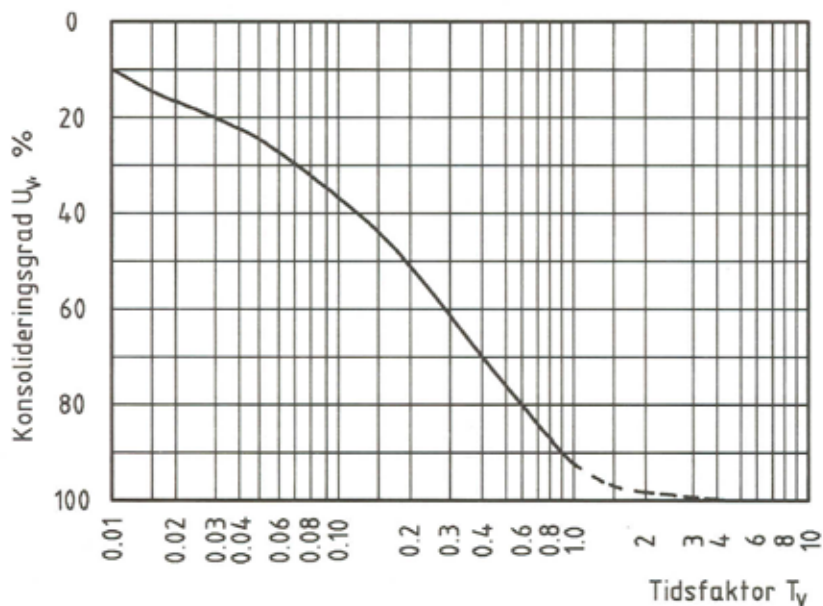
C_v = Konsolideringskoeffisient fra ødometer, $m^2/\text{år}$

t = Tid etter utlegging av fylling, år

H = Mektighet av kohesjonsjordart som dreneres til markoverflaten eller halve mektigheten om jorden dreneres både til over- og undersiden, m.

For en konsolideringsgrad mindre enn 50 til 60 % kan funksjonen i Figur 1-6- 4 tillempes til en parabel. I så fall kan vertikal dreneringsgrad (i prosent) beregnes etter følgende formel.

$$U_v = \sqrt{\frac{4 \cdot C_v \cdot t}{\pi \cdot H^2}} \cdot 100 = 2 \cdot \sqrt{\frac{T_v}{\pi}} \cdot 100 \%$$

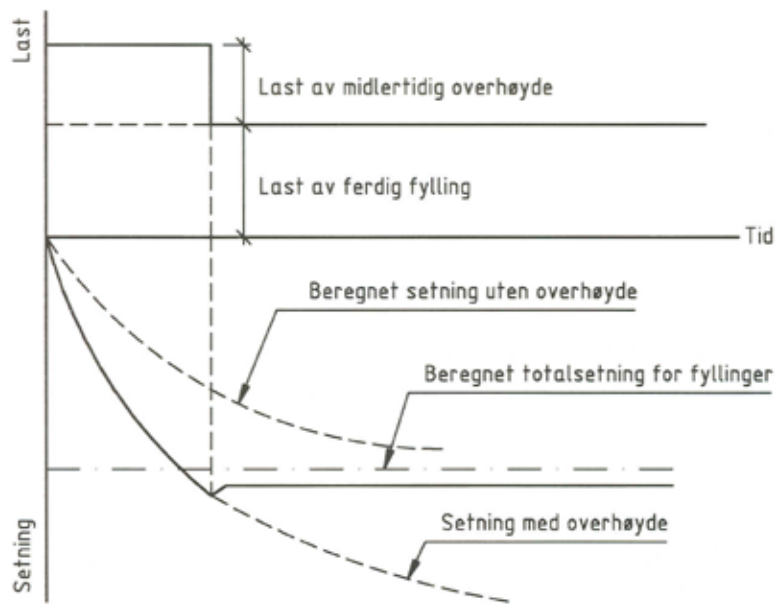


Figur 1-6- 4 Konsolideringsgrad U_v som funksjon av tidsfaktoren T_v (ref. 6)

Resulterende midlere konsolideringsgrad U for vertikal og horisontal drenering beregnes etter formelen.

$$U = U_h + U_v - U_h \cdot U_v$$

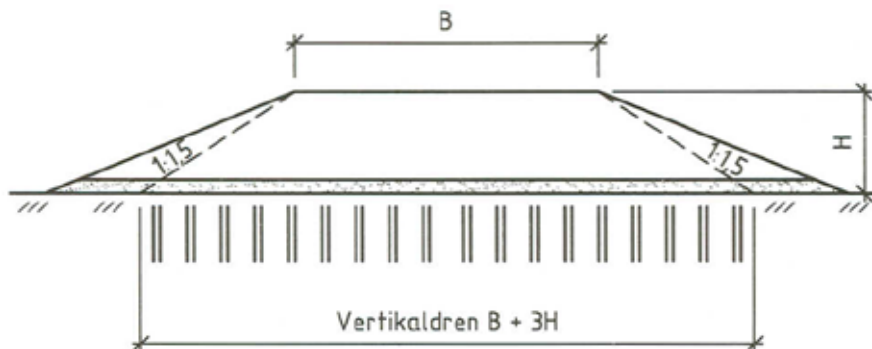
Dimensjoneringen av vertikale dren utføres slik at vegen skal være tilnærmet setningsfri når den åpnes for trafikk. For å oppnå dette bør fyllingen legges ut med en overhøyde i tillegg til kompensasjonen for de beregnede setningene. Den midlertidige overhøyden bør tilpasses slik at undergrunnen blir noe overkonsolidert (5-10 %) i forhold til den permanente fyllingenes tyngde, Figur 1-6- 5.



Figur 1-6- 5 Prinsipp for midlertidig overhøyde av fylling.

Beregning av setningene for den permanente lasten og for totallast inklusiv overhøyde utføres i henhold til (ref. 9), kap. 7. Det må utføres setningsberegninger med varierende overhøyder for en optimal dimensjonering av denne.

Figur 1-6- 6 viser hvor langt ut i tverrprofilet drenene bør settes for å forhindre større setningsforskjeller i fyllingsfoten/-skråningen.



Figur 1-6- 6 Vertikale drens utstrekning i tverrprofilet

Ved bruk av støyvoll på utsiden av vegfyllingen der støyvullen er noe høyere enn ferdig veg, vil størrelsen på setningene under støyvullen være større enn for vegen og dette kan påvirke setningsutviklingen under deler av vegfyllingen. Vertikaldrenene må derfor settes ned under hele bredden på støyvullen, for å fange opp setningene under vollen.

1.6.3 Utførelse og kontroll

1.6.3.1 Generelt

Ut fra det som tidligere er beskrevet vil sannsynligvis sanddren være en lite aktuell metode bortsett fra i helt spesielle tilfeller i det prefabrikkerte dren vil være å foretrekke under de fleste forhold.

Drenene føres opp i et filterlag under fyllingen. Filterlaget tjener også som arbeidspute ved dreinsinstallasjonen og bør minst være ca. 0,5 m tykt. Matjord/torv fjernes før filterlaget legges ut og dreinsvannet må sikres avløp. Til filterlaget skal det benyttes materiale med god permeabilitet og det må ikke inneholde stein som kan skade installasjonsutstyret / drenene ved nedsettingen.

Filterlaget av sand eller grus skal både benyttes til en bæredyktig arbeidspattform og for å lede bort vannet som kommer opp av drenene (forhindre oppbygging av poreovertrykk i drenene).

Fraksjon 2–32 mm, har vært brukt som en god løsning for filterlaget. En løsning med bruk av filterlag/arbeidspute ned mot 0,3 m tykkelse har vært forsøkt og dette har fungert tilfredsstillende, men løsningen med en tynner pute enn 0,5 m bør nøye vurderes i forhold til grunnforholdene, spesielt der de bløte avsetningene går helt opp til nivå underkant gruspute. Dreinsmessig fungerer det bra med et tynnere lag, men det er bæreevnen for riggen som blir avgjørende.

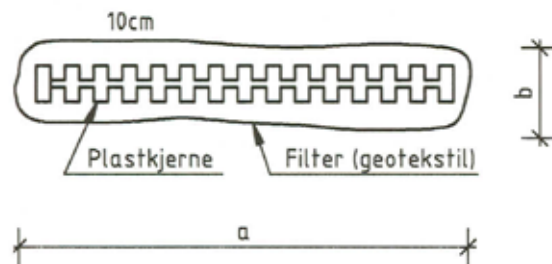
Det bør også benyttes dreinslag ved installasjon av vertikale dren under vann. Dette gjelder særlig der hvor topplaget på sjøbunnen er løst og hvor det er fare for at omrøring av dette laget kan tette til toppen av drenene.

1.6.3.2 Prefabrikkerte dren

Prefabrikkerte dren består gjerne av en taggete eller ribbete plastkjerne omgitt av et filter. Vanlige dimensjoner for et prefabrikkert dren er en bredde på ca. 100 mm og en tykkelse på 3 til 7 mm. Figur 1-6-7 viser et typisk tverrsnitt av et slikt dren.

For nedsettingen av prefabrikkerte dren er det utviklet spesialmaskiner som muliggjør

installasjon til 60 m dyp. Nedsettingen gjøres enten med nedpressing av drensstikkeren (statisk installasjon) eller gjennom ramming med fallodd eller vibrolodd (dynamisk installasjon). Drenet beskyttes ved nedsettingen med en spesialutformet drensstikker, som oftest tilpasset drenet slik at det i minst mulig grad forstyrres. Etter nedsettingen kappes drenet noe over filterlagets overflate (se Figur 1-6-9) .



Figur 1-6-7 Typisk tverrsnitt av prefabrikkert dren.

Drenet har ved nedsettingen et anker av en tynn plate nederst, som dels forhindrer at jord presses inn i drensstikkeren (platen virker som et lokk under spissen av drensstikkeren) og dels fungerer den som et anker og holder drenet på plass når drensstikkeren trekkes opp.

Når det gjelder bruk av vann for nedsetting av vertikale dren, er det normalt å ha en vann-tank i beredskap for spyling og rengjøring av drensstikkeren et par ganger pr dag. Ved nedsetting av vertikale dren i kvikk leire kan det bli nødvendig å utføre spyling oftere for å forhindre at drenet følger med opp når drensstikkeren dras opp til utgangsposisjonen over terreng. Ved meget dårlige grunnforhold og spesielt i bløt kvikk leire vil bruken av spyling være en nødvendighet, og kan fort bli en stor ekstra kostnad. Også ved klart bedre grunnforhold har det vist seg nødvendig å bruke spyling av drensstikkeren, slik at denne vurderingen bør tas med under planlegging av arbeidet.

Dreneringskapasiteten, q_w til prefabrikkerte dren varierer sterkt med drenstype og fabrikkat, men for et enkelt dren kan den per meter dren være av størrelsesorden opp mot $10 \text{ m}^3/\text{døgn}$. Verdiene minsker med økende horisontaltrykk.

Under normale forhold og med de mest vanlige drenstypene med god dreneringskapasitet har ikke denne kapasiteten noen særlig betydning ved dimensjoneringen, men den bør likevel være tilfredsstillende utprøvd og dokumentert.



Figur 1-6- 8 Bildet viser rigg og rullen med vertikal dren montert. Legg merke til vannslangen som er koblet til riggen for spyling av stikkeren. (E18 Kopstad – Gulli 2004 – Foto: C.E. Dahl)

1.6.3.3 Kontroll

Kontroll av vertikale dren omfatter til dels arbeidet med installasjonene av drenene og oppbyggingen av fyllingen/forbelastningen og dels oppfølgingen og analysene av setningene.

Kontrollen bør minst omfatte følgende:

- Prefabrikkerte dren: Foreskrevet kvalitet og diameter på installasjonsutstyr.
- Installasjon og utrustning for setningsoppfølging.

Det bør som et minimum utføres setningsmålinger direkte på drenslaget og på toppen av fyllingen/ forbelastningen (se kap. 1.1.4.1).

- Måling av startverdier for setningsoppfølgingen.
- Avstand mellom drenene.
- At drenene er satt vertikalt og til tilstrekkelig dybde.
- At drenene føres opp i filterlaget.
- Protokoll og dato for oppbygging av fylling/forbelastning med fortløpende fyllingsnivå.
- Kornfordeling, tykkelse og utstrekning av filterlaget samt at vannet fra drenene ledes ut fra dette.
- Måling og dokumentasjon av setningene.
- Poretrykksforholdene både før og etter nedsettingen, bør kontrolleres i flere nivåer inntil eller direkte under forbelastningen.

1.6.4 Spesielle forhold

Vertikale dren har tidligere vært lite brukt i Norge, men de senere årene har det vært forsøkt med til dels meget gode resultater på store prosjekter. Tidligere var det en del uheldige bivirkninger ved bruk av sanddren som vesentlig skyldes sterk omrøring under nedsetting av drenene (ref. 4). Installasjon av prefabrikkerte dren medfører mindre omrøring av grunnen enn ved nedsetting av sanddren.

Ved benyttelse av vertikale dren må en ta hensyn til naboeiendommer/konstruksjoner som ligger innenfor influenssonen for setningene. Hvis konstruksjonene er fundamentert direkte på løsmassene, kan det i enkelte tilfeller oppstå skadelige setninger.

Ved nedsetting av vertikale dren nært inn mot eksisterende bebyggelse hvor det er påvist eller er fare for artesisk trykk i underliggende lag, bør metodens anvendelighet vurderes. Vertikale dren kan i slike tilfeller gi store uønskede setninger i nabolaget.

Nedsetting av vertikale dren inn mot brukonstruksjoner/landkar bør nøye vurderes i forhold til muligheten for gjennomføring av nødvendig forbelastning. Svært ofte er det liten tid for forbelastning inn mot konstruksjonen og nedsetting av dren bør dermed avsluttes i riktig avstand fra konstruksjonen og isteden kan det for eks. benytte en løsning med lette masser bak landkaret.

Nedsetting av prefabrikkerte dren bør fortrinnsvis utføres i tidsrommet før det blir kulde og frost i bakken. Ved nedsetting av prefabrikkerte vertikale dren har det likevel vist seg at det selv i vinterhalvåret med moderat kulde ikke har vært spesielle problemer. Grusputa som har blitt lagt ut har isolert slik at det ikke har blitt tele i bakken. Det har da vært brukt en fraksjon 2–32 mm.



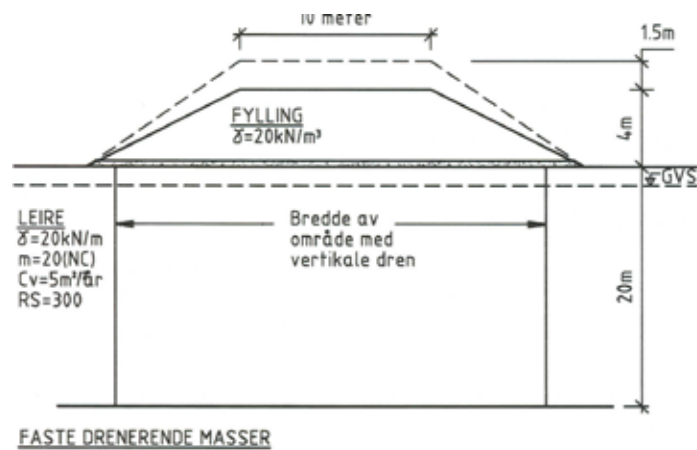
Figur 1-6-9 Bildet viser installasjon av tradisjonell setningsmåler med plate og stang. Platen plasseres på grusputen/drenslaget, og beskyttes med et stålrør som fylles med grus. (E18 Kopstad – Gulli 2004 – Foto: C.E. Dahl)

1.6.5 Prosjekteksempler

1.6.5.1 Eksempel på dimensjonering

Vertikal drenering med prefabrikkerte dren skal prosjekteres for en 4 meter høy fylling på 20 meter leire. Det dreneres til markoverflaten og til de faste drenerende massene under leirlaget. Tilgjengelig liggetid for den midlertidige overhøyden er 10 mnd. Forutsetningene for dimensjoneringen framgår av Figur 1-6- 10.

Dimensjoneringen skal utføres ved at en forsøker med varierende dremsavstander, L inntil en oppnår den ønskede konsolideringsgrad, U_h . En kan også som valgt i dette eksemplet, benytte diagrammene i Figur 1-6- 2 og Figur 1-6- 3 (med de svenske erfaringsverdiene) og derfra finne dremsavstanden ut fra ønsket konsolideringsgrad.



Figur 1-6- 10 Prosjektert vegfylling.

Setningsberegningene gir primærsetninger på 61 cm for denne 4 meter høye fyllingen. Settningene vil uten spesielle tiltak opptre i løpet av en periode på 50 år med kun 16 cm i løpet av det første året etter utlegging.

- Dimensjonering

Velger en konsolideringsgrad på 90 % for den tilgjengelige liggetiden på 10 mnd.

Figur 1-6- 2 gir for en konsolideringsgrad $U_h = 90 \%$, tidsfaktor $T = 1,15$ år.

$$c_v = 5,0 \text{ m}^2/\text{år}$$

$$T \cdot c_v = 1,15 \cdot 5,0 = 5,75 \text{ m}^2$$

Figur 1-6- 3 gir dremsavstand 2,50 m for prefabrikkerte dren.

Drensvei, $H = 10 \text{ m}$ (tosidig drenering) $t = 10 \text{ mnd.} = 0,83 \text{ år.}$

$$T_v = \frac{c_v \cdot t}{H^2} = \frac{5,0 \cdot 0,83}{10^2} = 0,04$$

Figur 1-6- 4 gir $U_v = 23\%$ Midlere konsolideringsgrad:

$$U = U_h + U_v - U_h \cdot U_v = 0,90 + 0,23 - 0,90 \cdot 0,23 = 0,92$$

Figur 1-6- 6 gir for fyllingsbredde 10 m og høyde 4 m en samlet bredde på 22 m for utstrekningen av det vertikale drenerede området i tverrprofilen.

Velger en forbelastning på 1,5 m som i følge setningsberegningene gir primærsetninger på 76 cm. Setningene som opptrer i forbelastningsperioden bør være noe større enn de for den permanente lasten og gi en overkonsolidering i forhold til denne på 5-10 %.

Total setning i forbelastningsperioden er noe større enn den for den permanente lasten

$$\delta_{\text{forbel.}} = 76 \text{ cm} \cdot 0,92 = 69,9 \text{ cm} > 61 \text{ cm}$$

I vurderingene av de forventede totalsetningene i forbelastningsperioden, er det antatt at disse er tilnærmet proporsjonale med midlere konsolideringsgrad.

Stabilitetsforholdene må kontrolleres både for selve fyllingen og også for fyllingen inklusiv forbelastningen. Om nødvendig kan det legges ut midlertidige motfyllinger for å forbedre stabilitetsforholdene til et akseptabelt nivå.



Figur 1-6- 11 Bildet viser installerte vertikaldren hvor oppfyllingen og forbelastningen kommer fortløpende etter. (E18 Kopstad – Gulli 2004 – foto C.E. Dahl)

1.6.6 Symbolliste

- a = bredde av dren
- B = bredde av fylling (på toppen)
- b = tykkelse av dren
- C_h = konsolideringskoeffisient for horisontalt drenering til vertikale dren
- C_v = konsolideringskoeffisient for vertikale drenering (fra ødometerforsøk)
- D = diameter for drenets virkningsområde
- d = diameter av dren
- d_s = diameter til omrørt sone omkring dren
- $F_{(n)}$ = drensavstandsfaktor
- γ = effektiv tyngdetetthet
- H = mektighet av kohesjonsjordart som dreneres til markoverflaten eller halve mektigheten H/2 om jorden dreneres både til over- og undersiden
- k = permeabilitet
- k' = permeabilitet i omrørt sone rundt dren
- L = avstand mellom dren
- n = D/d
- m = modultall (fra ødometerforsøk)
- r_s = krypmotstandstall (fra ødometerforsøk)
- s = d_s/d
- T = tidsfaktor
- T_v = tidsfaktor
- t = tid fra utlegging av fylling
- U = midlere konsolideringsgrad for vertikal og horisontal drenering
- U_h = midlere konsolideringsgrad av horisontal drenering til vertikale dren
- U_v = midlere konsolideringsgrad for vertikal drenering til vertikale dren
- q_w = dreneringskapasitet til dren

1.6.7 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (2) Hansbo S., Jordforstærkning. Chalmers tekniske høyskole. Gøteborg 1990.
- (3) Welsh J.P. (ed.), Soil improvement A Ten Year Update. Geotechnical Special Publication No. 12. ASCE NY 1987.
- (4) Rygg N., Vegbygging på bløt grunn. Intern rapport nr. 1386. Veglaboratoriet. Oslo 1988.
- (5) Sørli A., Veg på bløt grunn. Intern rapport nr. 1098. Veglaboratoriet. Oslo 1983.
- (6) Vågverket, Vertikaldrånering; Allmån teknisk beskrivning. Metoder. Publ. 1987:30 Serviceavdelingen, Vag- og Brokonstruktion. Linkøping 1989.
- (7) Tidfors M., Schälín J. & Riise P. Sättningar under vertikaldränerad hög bank på lös lera - Prognos och utfall I NGM 1992, vol. 1, side 31-36.
- (8) Langø H., Vertikaldrænering. I NIF-kurs: Forbedring av byggegrunnen metoder og muligheter. Gol 9-11 oktober 1985.
- (9) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 6 utgave, Oslo 2010.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (10) Statens vegvesen Region sør. E18 Kopstad – Gulli. Erfaringer med bruk av prefabrickerte vertikaldren. Teknologirapport nr 2496, Vegdirektoratet.

1.7 Kalksementpeler

1.7.1 Generelt

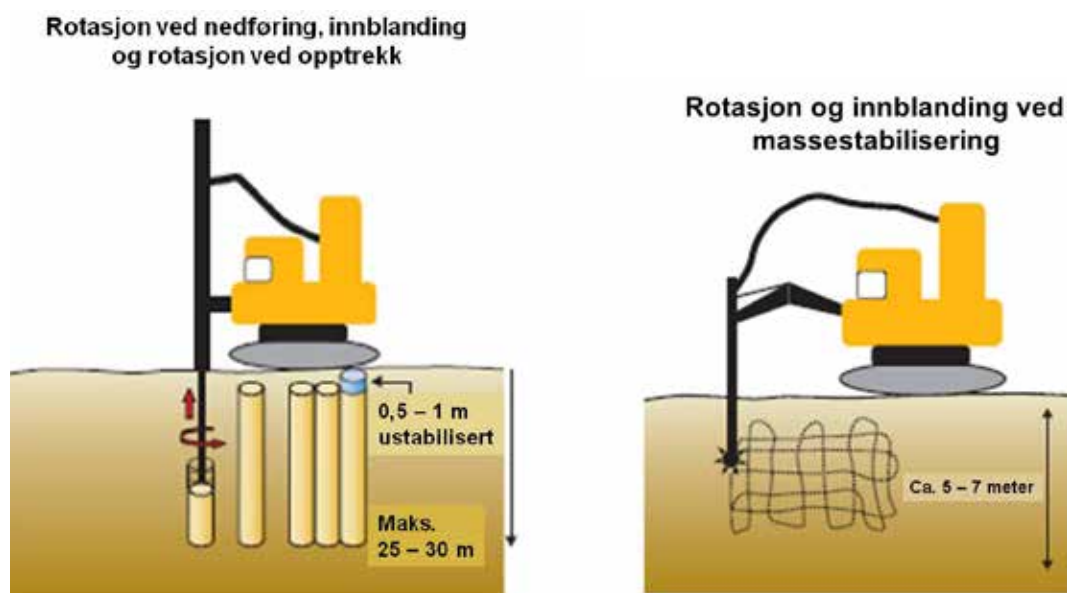
Kalksementpeler brukes til å forbedre bæreevne og stabilitet av bløt og sensitiv leire til dybder inntil 25–30 meter. Kalk og sement reagerer kjemisk med jord og danner et jordmateriale med større skjærfasthet og stivhet enn den opprinnelige jorden. «Pelene» settes av en beltegående rigg med borutstyr. Riggeren er utstyrt med blandevertøy, en roterende visp som bores ned til ønsket dybde for underkant pel før innblandingen av kalk/ sement starter. Kalksementen blåses ut i jorden gjennom en dyse v.h.a. trykkluft samtidig som vispen roterer og trekkes opp. Jorden får på denne måten søyler av fastere masse der kalk/ sement er blandet inn. Figur 1-7-1 viser en rigg for kalksementpeling i arbeid og Figur 1-7-2 viser en prinsipp tegning for setting av peler og sammenhengende massestabilisering av større jordvolum.

Dypstabilisering med kalkpeler har vært benyttet siden 70-tallet og er mye brukt i Sverige. Etter hvert er også sement og en blanding av kalk og sement blitt tatt i bruk i stor skala som bindemiddel ved dypstabilisering.

Norsk Geoteknisk Forening (NGF) har utarbeidet en «Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler». Det vises i hovedsak til denne veiledningen, men noen prinsipper og spesielle prosedyrer er beskrevet i dette kapitlet.



Figur 1-7-1 Rigg som setter kalksementpeler for E18 i Vestfold (Foto Bjørn Kristoffer Dolva)



Figur 1-7-2 Prinsipp ved installasjon av kalksementpeler (ref. 14)

1.7.2 Utførelse

1.7.2.1 Valg av løsning

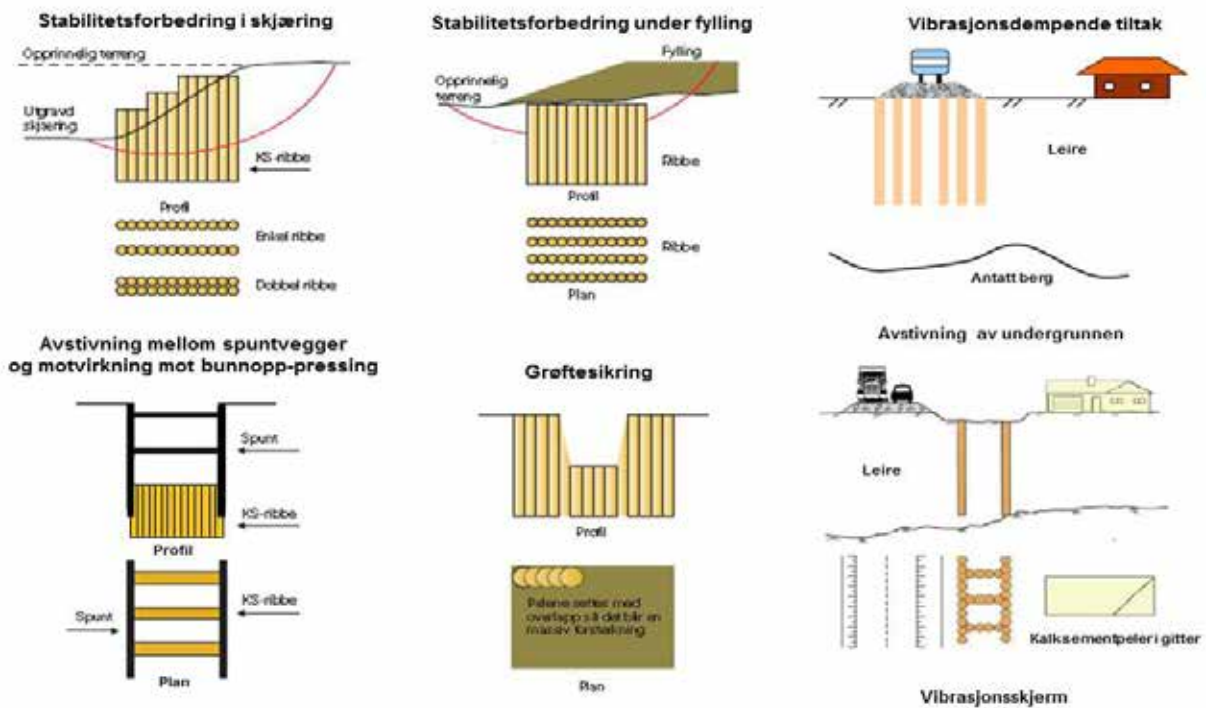
Det er viktig å være klar over at kalksementpeler ikke er peler i ordets egentlige betydning, men søyler av forbedret jord i forhold til omkringliggende masse. Pelene er inhomogene og det kan bare regnes at de tar aksiallast og skjærkrefter. Det kan ikke forutsettes at pelene tar strekk- og bøyepåkjenning.

Kalksementpeler får på grunn av de kjemiske reaksjonene med jorda i tillegg en grovere struktur enn omkringliggende jord, og de virker derfor i en viss grad også som vertikale dren og påskynder setningsforløpet.

Kalksementpeler benyttes i hovedsak (Se Figur 1-7-3):

- til å øke jordens bæreevne, f.eks. under fyllinger, anleggsveger o.l.
- til å bedre stabiliteten i skjæringer, utgravninger og naturlige skrånninger
- som setningsreducerende tiltak under fylling eller setningsutjevning under tilløpsfyllinger mot bruer fundamentert til fast grunn
- som forsterkning av fundamenter i ledningsgrøfter

Mindre bruer og kulverter (lukkede rammekonstruksjoner) er også blitt fundamentert på kalksementpeler og sidevegs avstivning av fundamenter er også oppnådd ved stabilisering av omkringliggende jord.



Figur 1-7-3 Kalk- og sementpelers anvendelsesområder (ref. 1 og 14)

Kalksementpeler er også anvendt for å dempe virkningen av vibrasjoner fra samferdsel (veg, jernbane) enten som en avstivning av grunnen under vegen/banen eller som en barriere mellom kilden og konstruksjonen som skal skjermes.

Før det velges en løsning med bruk av kalksementpeler må en forsikre seg om at det er tid nok til å utføre de nødvendige laboratorieanalysene og at det er tid nok i byggeprosessen til at pelene får herde til ønsket styrke før pålastning. Ved stabiliseringstiltak i naturlige skråninger må det også vurderes og påses ved kontrolltiltak at installasjonsfasen ikke fører til ustabilitet og brudd.

Den kjemiske reaksjonen som oppstår når ulesket kalk eller sement blandes i jord er sammensatt av flere prosesser med ulik reaksjonstid.

1. Temperaturen i jorda øker og vanninnholdet avtar fordi en del vann forbrukes når ulesket kalk leskes. Denne reaksjonen skjer umiddelbart etter innblanding av kalk/semment.
2. Videre skjer et jonebytte mellom leirmineraler og kalsium og det bygges opp større partikler i leira, slik at den får en grovere struktur. Denne prosessen kan pågå over flere måneder. Fasthetsøkningen er hurtig i starten og avtar med tiden til reaksjonen er ferdig.
3. Over tid bygges det til slutt opp et sementlignende, tungt nedbrytbart bindemiddel mellom leirpartiklene. Denne reaksjonen pågår i flere år.

Fasthetsutviklingen er avhengig av temperaturen i jorda, og ved lave temperaturer nær markoverflaten kan prosessene forsinkes eller stoppe opp.

1.7.2.2 Utstyr

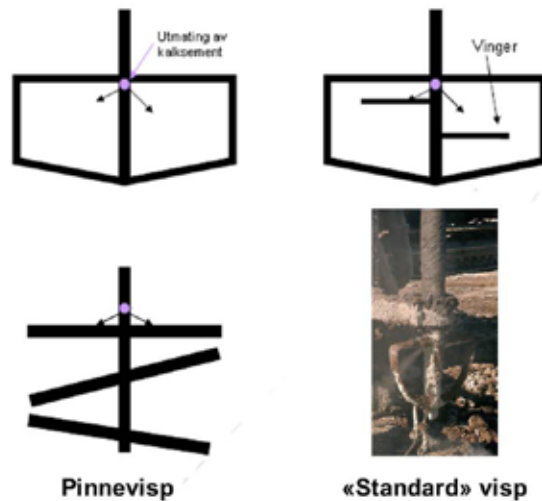
Kalksementpeler settes av beltegående rigger utstyrt med bortårn og blandevertkøy. Kalk og semment fraktes i tanker på selve riggen eller på beltegående tilhengere.

Utviklingen har ført til mer robuste og mobile rigger som kan nå flere ansettpunkter fra en riggoppstilling. Blandevertkøyet, den roterende vispen, utvikles også. Semment krever større innblandingsarbeid enn kalk, og dette setter større krav til vispens utforming og elteevne.

Det er vispens dimensjon som avgjør diameteren på produsert pel. I dag benyttes visper som gir pelediameterer fra 0,5–1,0 m. Vispene vil som ny ha en diameter litt større enn fore-skreven pelediameter (+ 1-2 cm), men diameteren reduseres ved bruk på grunn av slitasje og skal byttes ut når diameteren er mindre enn pelediameteren (- 1-2 cm). Noen vanlige vispeformer er vist på Figur 1-7-5. De fleste entreprenører har sine egne vispetyper og noen av disse er patenterte, men det finnes ingen standard for visper.



Figur 1-7- 4 Bildet viser fot av tårn og et av innblandingsvertkøyene som finnes på markedet i dag (Foto: Bjørn Kristoffer Dolva).



Figur 1-7- 5 Eksempler på utforming av visper (ref. 1 og 14)

Vispen føres ned i grunnen og roteres med en borchang. Lengden på borchangen begrenser mulig pelelengde. Det finnes i dag rigger som kan operere med pelelengder på 15–30 m.

Borchangene hulførtilføring av bindemiddel som sprøytes med lufttrykk ut i grunn gjennom dyse i vispen. Trykket på nyere maskiner kan tilpasses borchangens dybde og vanlige trykk er:

- 10 m dybde 3-4 bar
- 20 m dybde 6-10 bar
- 30 m dybde opp til 15 bar

Tilføring av trykkluft i undergrunnen vil påvirke poretrykket og dermed stabilitetsforholdene. Det er derfor vesentlig å kontrollere stabilitetsforholdene der pelene skal installeres og om nødvendig overvåke endringer i poretrykket under installasjonsarbeidet. Det er også ønskelig å begrense trykknivået mest mulig slik at jordmassene rundt pelen forstyrres i minst mulig grad.

Riggens vekt kan variere fra 15–50 tonn og beltetrykket mot undergrunnen kan ligge i området 25–50 kPa. Spesielt for de tunge riggene kan det være vanskelig å operere i terreng med helning brattere enn 1:10.

Nye rigger er utstyrt med automatisk dataregistrering av bl.a. borchangens dybde, opptrekshastighet og medgått mengde bindemiddel, men prosessen styres og overvåkes av en operatør. Resultatene gis fortløpende på en skjerm i førerhuset og kan plottes grafisk eller i tabellform på papir og lagres elektronisk for senere bearbeiding og rapportering.

Ved massestabilisering benyttes utstyr som ligner en beltegående gravemaskin, men istedenfor graveskuffe er en vispetrommel montert på enden av armen (se Figur 1-7-2 og Figur 1-7- 6). Vispen føres rundt i undergrunnen i et system som kan styres av en datamaskin. Samtidig med at vispen roteres tilføres bindemiddel som for peler. Ved massestabilisering er det mest vanlig å benytte sement som bindemiddel idet metoden gjerne brukes i humusholdige masser eller myr. Rekkevidden på styrearmen er ca. 5–7 m under terreng.



Figur 1-7- 6 Eksempel på visp som benyttes ved massestabilisering (ref. 14)

1.7.2.3 Installasjon

Pelene etableres fra terrengnivå, traubunn eller andre avtalte utgravingsnivå. Avhengig av dimensjoneringen settes pelene til berg/fast grunn eller avsluttes i løsmasser ved beregnet dybde.

Vispen føres ned i bakken ved sakte rotasjon og nedføringshastighet under 100 mm/omdr. til en dybde tilsvarende underkant pel. På dette nivået økes rotasjonen og tørt bindemiddel pumpes inn samtidig som vispen trekkes opp. Vanlig rotasjonshastighet er 150–175 omdr./min men maskinens kapasitet kan ligge i området 50–210 omdr./min. Variasjonsområdet for stigningshastighet vil ligge i området 10–35 mm/omdr., men ut fra erfaringer vil stigningshastigheter i området 15–25 mm/omdr. vanligvis gi gode resultater.

Valg av stigehastighet avhenger av materialet i grunnen og type visp. I den sammenheng kan det også angis krav til innblandingsarbeid definert som rotasjons-hastighet/stignings-hastighet. For et tilfelle hvor det er spesifisert en rotasjonshastighet på minst 175 omdr./min. og en stigningshastighet på maks 20 mm/omdr. så kan det i tillegg for eks. kreves at innblandingsarbeidet > 9 . Dette kan oppnås ved å øke rotasjonshastigheten til 180 omdr./min. eller senke stigehastigheten noe.

For å unngå utblåsing av bindemiddel stenges innblåsningstrykket når vispen nærmer seg terreng (0,5–1,0 m). Det øvre laget vil således ikke få tilført bindemiddel og resulterer i en

sone med svekket fasthet. Heving av vispen i de øvre jordlag uten tilførsel av bindemiddel betegnes ellers som blindboring og benyttes ellers i soner som senere skal graves ut (se eksempel med stabilisering i skjæring på Figur 1-7-22) eventuelt med redusert mengde bindemiddel for å lette utgraving i spesielt bløte masser.

Ved nedføring av vispen vil normalt vanlig tørrskorpe i 1–2 m tykkelse og 0,5 m med sand/grus kunne penetreres. For å stabilisere leire opp til nivå nær opprinnelig terreng kan det således legges ut sand/gruslag på terreng som maskinen kan arbeide fra, men som senere fjernes. Ved fastere/grovere masser i toppen må forgraving/masseutskifting påregnes.

Pelene kan settes som enkeltpeler, i enkle eller doble ribber og i blokker som illustrert i Figur 1-7-8. Ved produksjon av ribber, gitter og blokker settes pelene med overlapp av størrelsesorden 10–15 cm. Pelene må da settes fortløpende slik at ny pel får god kontakt med foregående pel og for å unngå at nabopelene herder så mye at overlapp blir umulig. I samsvar med svenske retningslinjer (ref. 5) anbefales følgende overlapp avhengig av pelediameter som vist i Figur 1-7-7.

Pelediameter m	Senteravstand peler m	Overlapp m
0,5	0,40	0,10
0,6	0,45	0,15
0,7	0,55	0,15
0,8	0,65	0,15

Figur 1-7-7 Anbefalt overlapp avhengig av pelediameter

Ved opphold i produksjonen kan skjøting av ribber utføres som vist på.



Figur 1-7-8 Vanlige mønster ved setting av peler (ref. 1 og 14)

Pelene settes vanligvis som vertikalpeler og dokumenteres ved elektronisk måling av boretårnet/-borstangens vertikalitet. Sakte rotasjon ved forsiktig nedpressing gir rettere peler enn hard nedpressing. Pelene kan også settes skrått. I maskinens lengderetning kan det oppnås en helning på 45⁰ og i tverretningen 15⁰.

1.7.2.4 Tiltak før valg av metode

Før grunnforsterkning med kalk/semmentpeler velges, skal effekten av innblanding av binde-middel i den aktuelle jordarten være dokumentert ved laboratorieanalyser, se punkt 1.7.3.1. Ved større prosjekter bør det prøvepeles som grunnlag for dimensjonering og valg av binde-middel og mengde.

Området hvor grunnforsterkningen er planlagt utført må også vurderes med hensyn til

- mulig framkommelighet for rigg innenfor anleggsområdet (bæreevne, terrenghelning)
- tilgjengelighet for tankbiler med kalk/semment (aksellast, snuplass, «losse plass»/parkering)
- tilgjengelighet for biler som frakter riggene (vegkurvatur, tillatthøyde, aksellast for kjøretøy)

Før metoden velges, må det være avklart at det er tid nok til å oppnå ønsket styrke før pålastning/utgraving starter.

1.7.2.5 Tiltak før pelingen starter

Før arbeidene med pelingen starter opp må eventuelle anleggsveger være etablert. Stubber og røtter må være fjernet og faste topplag, tele osv. må være gravd bort eller utskiftet med sand. Omfanget av disse tiltakene vil avhenge av riggens framkommelighet og peneringsevne og bør avklares i anbudsfasen.

Alle kabler og rør i bakken innenfor arealene som skal forsterkes, må påvises og fjernes. Ledninger og installasjoner i grunnen som ikke kan fjernes, må sikres for å unngå ødeleggelser både på installasjoner og på borrygger.

Ledninger i lufta som kan komme i konflikt med tårnet på borrygger, må også fjernes mens pelingen pågår.

Forekomst av evt. organisk jord og sulfidinnhold i grunnen må kartlegges, se punkt 1.7.3.1. Pelepunktene settes ut med plugger eller ved hjelp av GPS-utstyr på maskinen. Peler i ribber og blokker skal installeres med 10–15 cm overlapp for å sikre samvirket mellom pelene. Alle plugger bør merkes og være lett å identifisere.



Figur 1-7-9 Bildet viser ryddet areal hvor hardt topplag er gravd ut og pele-punktene markert med plugger (Foto: Statens vegvesen)

Det stilles krav til tillatt avvik fra ansett i horisontalplanet og til tårnets avvik fra vertikalen ved peling av vertikalpeler og helningsavvik for skråpeler (se pkt. 1.7.4.1).

Registrerte data skal leveres byggherren for kontroll med jevne mellomrom under arbeidene. Hyppigheten avtales ved kontraktsinngåelsen. Ved små prosjekter bør disse dataene overleveres ofte, slik at en vurdering av behovet for eventuelle erstatningspeler/supplerende peler kan gjøres mens riggen enda er på anlegget.

Alle pelene bør måles inn etter etablering.

1.7.3 Dimensjoneringsgrunnlag

1.7.3.1 Felt- og laboratorieanalyser

Det må i utgangspunktet foretas vanlige felt- og laboratorieundersøkelser i det aktuelle området. De opptatte prøvene må i tillegg til vanlige rutineundersøkelser undersøkes spesielt for:

- humusinnhold
- saltinnhold (dersom leira ikke er kvikk)
- effekten av innblandet bindemiddel
- modulen, dersom setningene er av betydning

Effekten av bindemiddeltype og mengde måles ved enaksiale trykkforsøk på prøver uten bindemiddel (rutine) og på prøver med ulike mengder og typer bindemiddel etter 7, 28 og evt. 90 døgn. På dette grunnlaget kan det avklares om jordarten egner seg til kjemisk stabilisering, hvilket bindemiddel som skal velges og hvor store mengder det er nødvendige å bruke.

I laboratoriet eltes bindemidlet inn i jordprøvene ved bruk av kjøkkenmaskin. Jordprøven bygges lagvis (ca 20 mm tykke lag) inn i en 100 mm høy 54 mm plastsylander ved hjelp av et lufttrykkstyrt stempel med samme diameter. Trykket justeres slik at stempelet påfører prøven et trykk på 200 kPa i 10 sekunder pr. lag. Ferdig komprimert prøvesylander lagres for herding før den skyves ut og trimmes for fasthetsprøving i enaksialt trykkapparat (se kap 2.6 i Hb 016, ref. 9 og Hb 014 ref. 15). Siden laboratorieprøvingen ikke gjenspeiler forholdene in situ gir resultatene av laboratorieundersøkelsene en indikasjon på relativ effekt av kalksementtilsetning med ulike blandingsforhold. Oppnådde skjærfasthetsverdier ved laboratorieprøving må vurderes på dette grunnlag.

Tørrdensiteten ρ_d (kg/m³) beregnet ut fra våt densitet ρ og vanninnholdet w er utgangspunktet for hvor mye bindemiddel det erfaringsmessig er nødvendig å blande i laboratorieprøvene. I leire med vanninnhold 30–80 % gir en kalkmengde tilsvarende 6–7 vektprosent av tørrdensiteten erfaringsmessig maksimal trykkfasthet. Med sement som stabiliseringsmiddel øker effekten med øket mengde, og noe høyere prosentandel bindemiddel har vært anvendt.

I leire med vanninnhold mindre enn 80 % gir en blanding av kalk og sement eller Multicem og sement best effekt. (Multicem er et bindemiddel som dannes i forbindelse med produksjon av sement, og består i hovedsak av brent kalk og andre klalsinerte materialer). I leire med høyt innhold av organisk materiale har kalk vist seg å ha liten effekt, mens sement har gunstig virkning på fasthetsutvikling i dette materialet. Leire med høyt saltinnhold eller som inneholder svovel (sulfider), kan ha lignende egenskaper. Sement brukes også med godt resultat i grovere materialer (høy siltandel) hvor kalk har vist liten effekt.

Sement er billigere enn kalk og kalksementpeler herder raskere enn rene kalkpeler. Laboratorieforsøk viser at prøver iblandet sement får høyere fastheter enn kalkblandede prøver. Sonderinger i installerte peler indikerer at denne forskjellen ikke er så stor på herdete peler. Innblandingen i laboratoriet skiller seg vesentlig fra hvordan bindemiddelet blandes i jorda in situ, og dette kan forklare noe av forskjellen mellom felt og laboratoriemålinger. Kalksementpeler krever større innblandingarbeid enn rene kalkpeler og opptrekkshastigheten blir lavere.

Typisk jord	Bindemiddel	Mengde (kg/m ³)	Merknader
Leire (plastisk)	Multicem/Sement	90–120	
	Kalk/Sement	90–120	
Siltig leire	Multicem/Sement	75–110	Økt sementandel ved økende siltinnhold
	Kalk/Sement	75–110	Økt sementandel ved økende siltinnhold
Sensitiv leire	Multicem/Sement	80–110	
	Kalk/Sement	80–110	
Torv	Sement	100–>300	
	Sement/Multicem	100–>300	Sement >75 %

Figur 1-7-10 Vanlige mengder bindemiddel (ref. 1)

Av utførte prosjekter i Norge har de fleste omfattet leire med vanninnhold i området 20–60 % og med hovedtyngden rundt 30–50 %. Innblandingsmengde stabiliseringsmiddel (se Figur 1-7-10) vil normalt ligge i området 75–120 kg/m³ leire med blandingsforhold 50 % kalk og 50 % sement. Blandingsforhold med 25 % kalk og 75 % sement er også anvendt. I den senere tid er Multicem benyttet sammen med sement i blandingsforhold 50/50 %. Optimalisering av innblandingsmengde kan foretas ved laboratorieprøving og i noen tilfeller har mindre innblandingsmengder enn vist i tabell Figur 1-7-10 gitt akseptable resultater. Her må en imidlertid være oppmerksom på at resulterende skjærfasthet reduseres markant under et visst innblandingsforhold.

For prosjekter i regi av Statens vegvesen benyttes styrketak for skjærfasthet for herdede peler (28 døgn) avhengig av pelekombinasjoner som vist i tabell Figur 1-7-11. Viste styrketak må vurderes opp mot skjærfasthetsverdier oppnådd ved laboratorieundersøkelser og eventuelt reduseres hvis laboratoriedataene viser lavere verdier.

Pelekombinasjoner	Styrketak for skjærfasthet τ_p kPa
Enkeltpel	100
Enkel ribbe	150
Dobbel ribbe	175
Gitter enkle/doble ribber	150/175
Blokk	200

Figur 1-7-11 Styrketak for skjærfasthet avhengig av pelekombinasjoner

Høyere styrketak enn vist i tabell Figur 1-7-11 kan anvendes basert på prøvepeling og måling av oppnådd fasthet ved prøving som omtalt under 1.7.4.2.

For store prosjekter bør det prøvepeles, og dimensjoneringen baseres på prøveresultatene. Utover vanlige feltundersøkelser må faste topplag, faste lag i dybden eller andre hindringer i jorda kartlegges i det området hvor det er aktuelt å stabilisere med kalksementpeler. Kabler i luft og jord som kan være til hinder ved utførelse, må også registreres.

Områdets tilgjengelighet for borrygger, lastebiler og tankbiler med kalk/ment i anleggsfasen må vurderes. Det må i tillegg undersøkes om terrenget kan trafikkeres av borryggene. Riggens framkommelighet varierer og disse begrensningene må avklares før metode velges. Terrenghelningen der maskinene skal arbeide bør ikke være brattere enn 1:10. Dette er mest kritisk for de store maskinene.

1.7.3.2 Dimensjoneringsprinsipper

Regnemodellene for bæreevne og stabilitet baseres på totalspenningsanalyse. Formelverket er enkelt og grovt, basert på empirikk. Det beregnes en gjennomsnittlig skjærfasthet τ_m i det stabiliserte området på grunnlag av jordens opprinnelige skjærfasthet τ_k og pelenes skjærfasthet τ_p . Styrketak for τ_p baseres på laboratoriemålinger (for styrketak se Figur 1-7-11) og/ellermålinger fra prøvepelersombeskrivet i pkt. 1.7.3.1. I det sistetilfellet velges en forsiktig anslått middelvei på lik linje med estimering av τ_k fra rutineresultatene. Tidspunktet for belastning av pelene og temperaturen i jorda må tas i betraktning ved valg av τ_p til dimensjoneringen. Skal pelene belastes før de har herdet 28 døgn, skal τ_p etter 7 døgn benyttes.

Generelt karakteristisk styrke for det stabiliserte jordvolumet anslås ut fra følgende formel:

$$\tau_m = a \cdot \tau_p + (1 - a) \cdot \tau_k$$

Hvor:

$$\tau_m = \text{Gjennomsnittlig skjærfasthet i det stabiliserte jordvolumet}$$

$$\tau_p = \text{Skjærfasthet i stabilisert materiale}$$

$$\tau_k = \text{Skjærfasthet i omkringliggende jord}$$

$$a = \text{Dekningsandel (pelenes andel av overflaten)}$$

$$a = \frac{2 \cdot A}{\sqrt{3} \cdot c^2}$$

Faktoren a (dekningsandel) er avhengig av pelemønsteret. For enkeltpeler satt i firkantmønster finnes a som

$$a = \frac{A}{c^2}, \text{ men for enkeltpeler satt i trekantmønster blir } a = \frac{2 \cdot A}{\sqrt{3} \cdot c^2} \text{ hvor}$$

$$A = \text{tverrsnittsarealet av en enkeltpel med diameter } d, A = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

$c = \text{pelens senteravstand}$

For enkle ribber med avstand c og diameter d kan følgende tilnærmet verdi for a benyttes

$$a = \frac{0,85 \cdot d}{c} \text{ og for doble ribber } a = \frac{1,6 \cdot d}{c} . \text{ For doble ribber betegner } c \text{ avstanden mellom}$$

senterlinje ribber (se Figur 1-7-13 og -14).

Det settes en begrensning på største åpning mellom ribber som ikke skal overstige $c-d \leq 3 \text{ m}$ for enkle ribber og $c-b \leq 3 \text{ m}$ for doble ribber hvor b er den doble ribbens totale bredde (se Figur 1-7-13 og -14).

For peler satt i blokk anvendes τ_p .

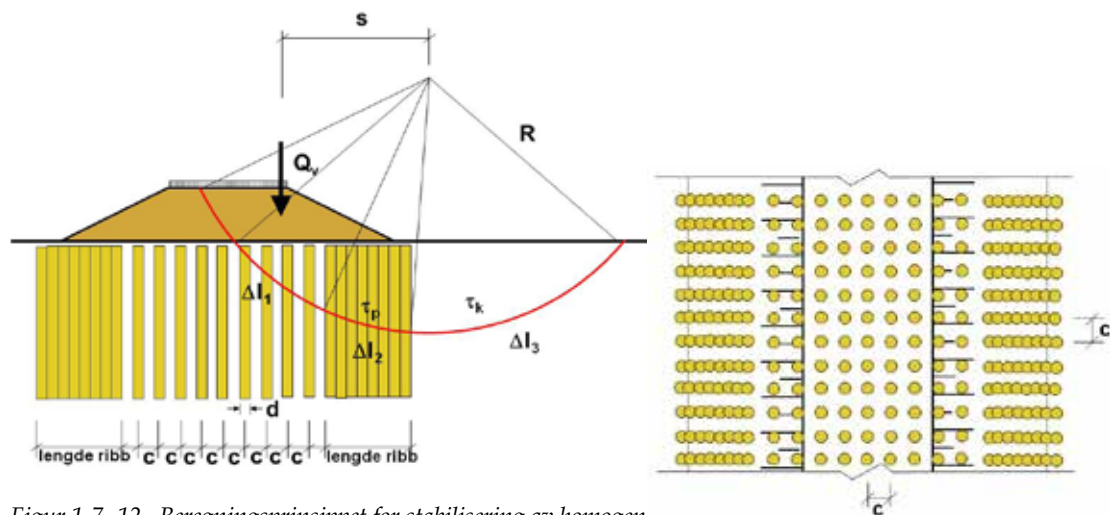
Beregninger av stabilitet og bæreevne vil være tilsvarende som for ustabilisert jord, men i det området det stabiliseres, benyttes den gjennomsnittlige skjærfasthet τ_m i det stabiliserte området som er beregnet på grunnlag av jordens opprinnelige skjærfasthet τ_k og pelens skjærfasthet τ_p for en valgt dekningsgrad som vist ovenfor.

Dimensjoneringen skal gi som resultat en peleplan som inneholder:

- antall peler
- pelediameter
- pelelengder
- pelemønster/senteravstand
- bindemiddeltype
- mengde bindemiddel pr. lm. pel
- oppfyllingstidspunkt/utgravingstidspunkt
- evt. spesielle forutsetninger
 - nødvendig pelerekkefølge
 - grave-/oppfyllingsrekkefølge
 - forbelastning

1.7.3.3 Dimensjonering av fylling

For fylling på flatt eller svakt hellende terreng bygger regnemodellen på en forenklet antagelse om fullt samvirke mellom kalksementpeler og mellomliggende, ustabilisert leire. Modellen forutsetter at det ikke er horisontal bevegelse i grunnen som påfører pelene andre skjærspenninger enn fra fyllingen.



Figur 1-7-12 Beregningsprinsippet for stabilisering av homogen

Der:

- τ_k = jordens karakteristiske skjærfasthet
- τ_p = pelenes skjærfasthet
- a = pelenes andel av overflaten (dekningsandel)
- A = pelenes tverrsnittsareal
- c = pelenes senteravstand
- d = pelediameter
- Δl_1 = lende av glideflate gjennom sone med enkeltpeler
- Δl_2 = lengde av glideflate gjennom sone med ribbe
- Δl_3 = lengde av glideflate utenfor stabilisert sone
- Q_v = resultantlast i tyngdepunktet for drivende last
- s = lastresultantens vektarm

I en homogen leire beregnes fyllingens stabilitet ved totalspenningsanalyse med sirkulær-sylindriske glideflater basert på gjennomsnittlige verdier av skjærfastheten τ_m i de ulike sonene (enkeltpeler Δl_1 og ribber Δl_2) beregnet ut fra skjærfasthet i peler τ_p og ustabilisert leire τ_k som beskrevet i 1.7.3.2. Ved lagdeling kan sammensatte glideflater være dimensjonerende, men prinsippet for beregningene vil være som i eksemplet ovenfor. Forenklet kan en anta at pelene under midten av fyllingen i hovedsak bidrar til å redusere setninger mens ribbene har større stabiliserende bidrag.

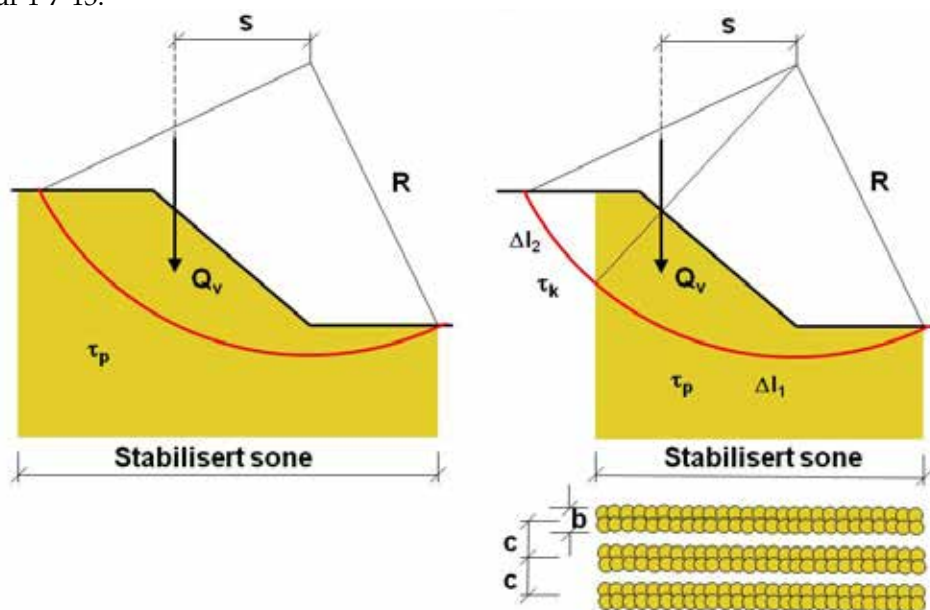
Prinsippet for beregningen er vist i Figur 1-7-12.

Alternative kombinasjoner av pelediameter (d) og senteravstanden (c) (og dermed dekningsgrad a) kan finnes når nødvendige verdier for τ_m er bestemt eller ved å variere dimensjonene ved stabilitetsberegninger med for eks dataprogrammet GeaSuite.

1.7.3.4 Stabilisering av skråning

Ved bruk av kalksementpeler i jord som har kryptformasjoner, kan man ikke anta fullt samvirke mellom peler og omkringliggende jord. Dette gjelder f.eks. skråninger som står med lav sikkerhet mot brudd.

I slike tilfeller sikres lastopptaket ved å sette pelene i skiver eller blokker. Pelene skal settes med minimum 10–15 cm overlapp for å sikre samvirke mellom pelene (se Figur 1-7-7). En regner da at omkringliggende jord ikke tar noe last. Prinsippet for beregningen er vist i Figur 1-7-13.



Figur 1-7-13 Prinsipp for stabilisering av skråning

Avstanden c mellom skivene bestemmes ut fra en likevektsbetraktning mellom M_{stab} som utgjøres av den samlede skjærfastheten langs glideflaten i skivens bredde b ganger sirkelradien, og M_{driv} som utgjør vekten av jordmassen og evt. ytre last i en bredde lik c, se Figur 1-7-13 og Figur 1-7-14.

$$\gamma_M \cdot (Q_{v1} \cdot s \cdot c) = R \cdot \tau_p \cdot \Delta l \cdot b$$

Skivenes lengde beregnes ut fra likevekt når skivenes senteravstand er kjent.

$$\gamma_M \cdot (Q_{v2} \cdot s \cdot c) = R \cdot \tau_p \cdot \Delta l_1 \cdot b + R \cdot \tau_k \cdot \Delta l_2 \cdot c$$

Der:

γ_M = partialfaktor

Q_v = resultantens drivende krefter pr. meter

s = lastresultantens vektarm

c = peleskivenes senteravstand

Δl = glideflatens lengde

Δl_1 = glideflatens lengde i stabilisert sone

Δl_2 = glideflatens lengde utenfor stabilisert sone

b = pelesribbenes bredde

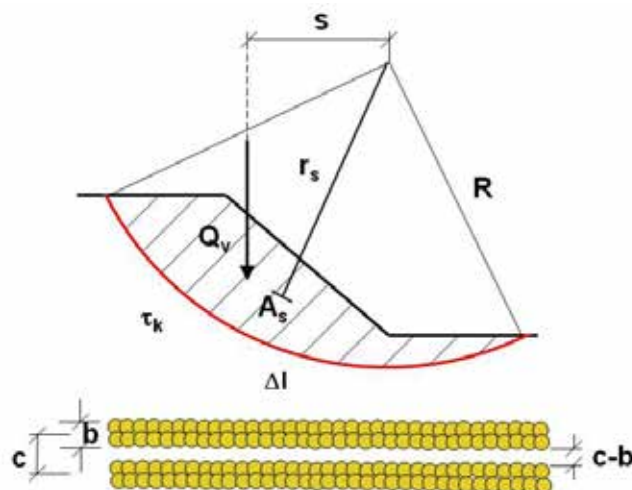
τ_k = jordens skjærfasthet

τ_p = pelens skjærfasthet

R = glidesirkelens radius

A_s = sideflatens areal

Det må også være tilfredsstillende sikkerhet mot utglidning for massen mellom to stabiliserte skiver. Dette kontrolleres ved vanlig stabilitetsberegning hvor effekten av skjærkrefter på sideflatene i tillegg tas med som stabiliserende krefter. Det er skjærfastheten τ_k i det ustabiliserte jordvolumet mellom ribbene som brukes i beregningene.



Figur 1-7-14 Kontroll av stabilitet for massene mellom stabiliserte skiver

$$\gamma_M = \frac{M_{stab}}{M_{driv}} = \frac{[R \cdot \sum \tau_k \cdot \Delta l \cdot (c - b)] + 2 \cdot A_s \cdot \tau_k \cdot r_A}{Q_v \cdot s \cdot (c - b)}$$

Der:

γ_M = partialfaktor

τ_k = jordens skjærfasthet

Δl = glideflatens lengde

c = peleskivenes senteravstand

b = peleskivenes bredde

A_s = sideflatens areal

r_A = vektarm for resultanten av sidekreftene mot sideflaten

Q_v = resultantens drivende krefter pr. meter

s = lastresultantens vektarm

R = glidesirkelens radius

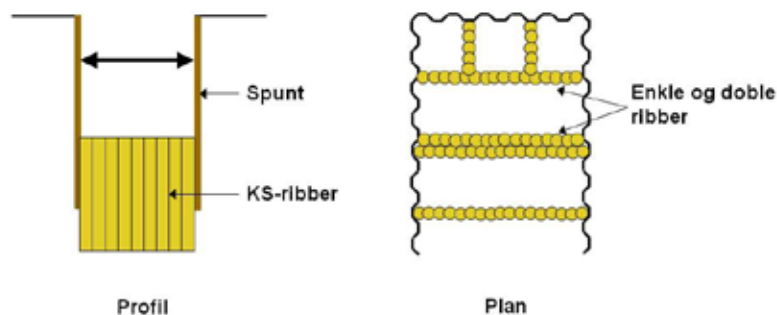
Naturlige skrånninger står ofte med relativt lav sikkerhet. Midlertidig svekkelse av stabiliteten på grunn av stabiliseringsarbeidet kan derfor være kritisk og må vurderes spesielt. Midlertidige tiltak for å bedre stabiliteten i slike tilfeller kan være utlegging av midlertidig motfylling. I tillegg vil måling av poretrykk i grunnen og deformasjoner være aktuelle tiltak for å overvåke stabilitetssituasjonen.

I relativt høye naturlige skrånninger kan potensielle glideflater gå relativt dypt under terrenget. Med foreliggende dybdebegrensning på eksisterende utsrtyr (maks. 30 m), må dette også tas med i betraktningen ved vurdering av stabilitetsforbedrende tiltak med kalksementpeler.

Kalksementpeler har også vært benyttet ved stabilisering av skredgroper med godt resultat og da spesielt i sensitiv leire (kvikkleire). Hovedfordelen er at det relativt raskt etter skredet kan etableres en ny stabil byggegrunn. Det er da viktig at stabilitetsforholdene av skredkanter og andre deler av området er avklart og at maskiner som anvendes er egnet til formålet.

1.7.3.5 Stabilisering av avstivede byggegroper

Kalksementpeler installeres vanligvis som ribber som vist på Figur 1-7-15. For brede byggegroper kan det være tilstrekkelig med stabilisering i en sone foran spunten. Stabiliseringen ivaretar problemstillinger knyttet til bunnoppressing og innsparing av spuntfot og kan også redusere påkjenningene på spunten vesentlig.



Figur 1-7- 15 Prinsipp for stabilisering av byggegrop mellom spuntvegger

Ved stabilisering mellom spuntvegger hvor ribbene vil bli påkjent av krefter langsetter ribbene og hvor styrke i toppen av ribbene er viktig, anbefales normalt doble ribber.

Avhengig av pelestyr kan det i noen tilfeller være vanskelig å sette peler helt inn til og i kontakt med spunten. For å oppnå ønsket kontakt har jetinjering mellom spunt og peler vært anvendt i slike tilfeller der det er behov for å hindre at spunten får for store deformasjoner inn mot spyntgropa.

For kontroll av stabilitet mot bunnoppressing er det nødvendig med flere betraktningmåter.

Kontroll av bunnoppressing inne i byggegropa kontrolleres først ved å beregne sikkerhet ved bruddfigur som angriper gjennom den stabiliserte sonen og/eller ved oppløft av hele den stabiliserte sonen. Drivende last beregnes for høyden av spunten over byggegropa inkludert eventuell terrenglast. Sikkerhet mot skvising av ustabilisert masse mellom ribbene må også kontrolleres hvor bunnoppressingen begrenses av bredden av den ustabiliserte sonen mellom ribbene.

Oppløft av hele konstruksjonen kontrolleres ved å forutsette at den stabiliserte sonen henger sammen med spunten og at hele gropa presses opp som helhet.

Sikkerhet mot innsparking av spuntfot beregnes ved å beregne momentlikevekt om nedre stivernivå.

Global sikkerhet må også kontrolleres. Dette er særlig viktig for byggegrop med stor utstrekning og hvor kritisk glidesirkel kan ligge dypere enn spunten og stabilisert sone. Tiltak kan da være å føre stabiliseringen dypere for å bedre stabiliteten.

1.7.3.6 Setningsberegninger

Setningsberegningene baserer seg på teori utviklet for kalkpeler. Det samme teorigrunnlaget brukes ved setningsberegninger for sement og kalksementpeler, men usikkerhetene knyttet til samvirke mellom disse pelene og omkringliggende jord må tas i betraktning. Kalksementpeler er stivere enn den omkringliggende, ustabiliserte jorden og modulen er vesentlig større. Setningene på et stabilisert område blir derfor mindre enn på et ustabilisert område. I tillegg til de egenskaper som har betydning i en ustabilisert jord, har følgende faktorer innvirkning på setninger i et stabilisert jordvolum:

- pelenes dekningsgrad a .
- forholdet mellom modulene til stabilisert og ustabilisert jord E_{pel} og M_{jord}
- kalksementpelens flytespenning σ_{flyt}
- tiden etter innblanding av bindemiddel og tidspunkt for belastning av peler
- jordens konsolideringsgrad
- belastningen
- permeabiliteten i stabilisert og ustabilisert jord

Den totale lasten q bæres delvis av kalksementpelene, q_{pel} og delvis av den omkringliggende, ustabiliserte jorden q_{jord} . Forenklet antas at det er like deformasjoner i pelene som i jorden i alle tverrsnitt. Ut fra denne forutsetningen kan det antas at lasten gradvis blir overført fra ustabilisert jord til pelene ned til pelenes underkant.

Prinsippet for lastfordeling mellom ustabilisert jord og kalkpeler er vist i Figur 1-7-16.

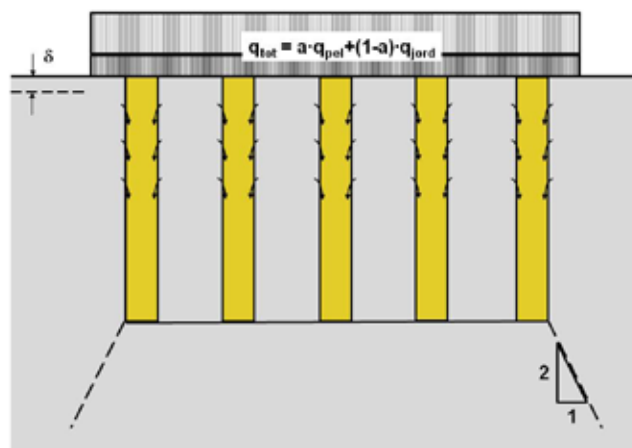
Dette betyr at resulterende setning $\delta = \delta_{pel} = \delta_{jord}$

Dersom pelene ikke står ned til berg eller andre ikke setningsgivende lag, antas det videre en lastspredning 2:1 gjennom det underliggende laget fra underkant peler. Det antas ikke lastspredning i den stabiliserte sonen. Terrenglasten som overføres til underkant pel kan da beregnes som:

$$q_{tot} = a \cdot q_{pel} + (1 - a) \cdot q_{jord} \quad \text{hvor } a = \text{pelenes dekningsgrad.}$$

På det underliggende laget beregnes setninger med lasten q_{tot} på konvensjonell måte.

Kalksementpeler har ellers større permeabilitet enn leire og de vil virke som et drenerende lag og forkorte drensvegen og dermed setningstiden.



Figur 1-7-16 Prinsipp for lastfordeling mellom ustabilisert jord og kalkpeler ved setningsberegninger i stabilisert jord (ref 4)

En kalksementpels spennings-tøyningskurve antas å være lineær opp til nivå for pelens flytespenning σ_{flyt} som vist i Figur 1-7-17. Pelens elastisitetmodul E er kurvens stignings-tall i det lineære området. Utover det lineære området antas det at pelen ikke kan ta større last. Lasten på pelen er konstant.



Figur 1-7-17 Idealisert spennings-tøyningskurve for en kalkpel

Flytespenningen antas ut fra forsøk å være mellom 65 % og 80 % av pelens bruddlast.

En enkelt pel kan derfor regnes å ta maksimallasten:

$$\sigma_{\text{flyt}} = 0,65 \cdot \sigma_{\text{brudd}}$$

Pelens bruddlast avhenger av den udrenerte skjærfastheten i pelen τ_p og jordens horisontaltrykk mot pelen σ_h på følgende måte:

$$\sigma_{p;\text{brudd}} = 2 \cdot \tau_p + K_p \cdot (\sigma_h - u_{\text{pel}})$$

Jordens horisontaltrykk mot pelen σ_h antas forenklet å tilsvare det totale vertikalltrykket i jorda σ_v pga. den volumøkningen tilførsel av bindemiddel innebærer. Jordtrykkskoeffisienten KP kan regnes som 3,0–3,3 for kalkpeler og 3,3–3,7 for kalsementpeler. Flytstyrken øker med tiden og også med dybden.

Fordelingen av last mellom peler og uforsterket jord beregnes ved en iterasjonsprosess. I samsvar med det ovenstående vil pelens bruddlast øke når horisontaltrykket σ_h mot pelen øker som følge av at det peleforsterkede området belastes. Økningen i horisontaltrykket $\Delta\sigma_h$ antas å være 50 % av den påførte lasten. Når pelenes bruddspenning øker vil også krypspenningen øke, noe som innebærer at pelene kan bære mer last.

Maksimal last som kan bæres av pelene er da gitt ved:

$$q_{pel,maks} = a \cdot \sigma_{kryp} = a \cdot 0,65 \cdot \sigma_{brudd} \text{ hvor } a \text{ er dekningsprosenten}$$

Lasten på den ustabiliserte omkringliggende jorden q_{jord} kan beregnes som differansen mellom den totale lasten q_{tot} og lasten som tas av pelene q_{pel} .

$$q_{jord} = q_{tot} - q_{pel}$$

Beregning av setninger:

Setninger beregnes som summen av setninger i lag med høyde Δh hvor lagdelingen skal ivareta variasjoner i parametere over den totale høyden av den stabiliserte sonen. Ved naturlig lagdeling i grunnen skal dette også gjenspeiles ved valg av antall lag i beregningen.

Setningene i kalksementpelene beregnes ut fra ligningen:

$$\delta_{pel} = \sum \frac{\Delta h \cdot q_{pel}}{a \cdot E_{pel}}$$

Setningene i den ustabiliserte, omkringliggende jorden δ_{jord} beregnes etter ligningen

$$\delta_{jord} = \sum \frac{\Delta h \cdot q_{jord}}{(1-a) \cdot M_{jord}}$$

Der:

Δh = lagtykkelsen

M_{jord} = modul for ustabilisert jord

E_{pel} = E-modul for stabilisert jord

Først beregnes setninger for kalksementpelene (δ_{pel}) med $q_{pel} = q_{pel,maks}$ og sammenlignes med setningen i jorden (δ_{jord}). Dersom setningen i kalkpelene (δ_{pel}) er større enn setningen i jorden (δ_{jord}), utføres beregningen på nytt med lavere q_{pel} og tilsvarende større q_{jord} til $\delta_{pel} = \delta_{jord} = \delta$ som blir den endelige setningen.

Dersom setningen i pelene er mindre enn i jorden ($\delta_{pel} < \delta_{jord}$), kan ikke pelene ta noen større last og setningen δ_{pel} blir lik setningen i den ustabiliserte jorden δ_{jord} .

Beregningsgangen kan forenkles noe dersom det anvendes samme modulformulering i pel og ustabilisert jord, dvs. konstant modul, hvilket normalt er tilfelle for overkonsolidert leire. Setningene kan da beregnes ved et veiet gjennomsnitt av stivhet for pel og jord.

$$\delta = \delta_{pel} = \delta_{jord} = \sum \frac{\Delta h \cdot q_{tot}}{a \cdot E_{pel} + (1-a) \cdot M_{jord}}$$

Setningenes tidsforløp i stabiliserte lag:

Kapittelet bygger i sin helhet på tilsvarende kapitte1 i SGF rapport 2: 2000 (ref. 17).

I de tilfeller hvor effektivspenning i jorden ikke overstiger forkonsolideringstrykket vil setninger påløpe relativt raskt.

Setningers tidsforløp i kalksementstabilisert sone er avhengig av pelenes funksjon som dren og pelenes økende stivhet med tiden. Forholdet mellom disse faktorene er ennå ikke nøye klarlagt. Beregningsgang som beskrives i det følgende bygger kun på en betraktning av at pelene virker som dren. Det er utført etterregning på tilfeller både med kalk- og kalksementpeler for å finne fornuftige permeabilitetsverdier som grunnlag for beregning av setningenes tidsforløp. De angitte verdier representerer således ikke målte permeabilitetsverdier, men tilpassede verdier som erfaringsmessig gir en rimelig riktig prognose for setningers tidsforløp. For beregning av setningers tidsforløp kan det legges til grunn en permeabilitet 1000 ganger høyere for kalkstabilisert leire enn ustabilisert leire, og 200–600 ganger for kalksementstabilisert leire.

For fyllinger på kalk- og kalksementpeler med c/c avstand 0,8 - 1,8 meter kan setningers tidsforløp tilnæringsvis beregnes med grunnlag i en ligning for radiell strømming (opprinnelig Barron, 1948 og senere modifisert, presentert i Åhnberg et al, 1986, jfr. også Hansbo, 1979). Det presiseres at beregningene gir tilnærmede verdier. Oppfølging av reelle prosjekter har vist at beregnede tidsforløp i hovedsak samsvarer med når 80 -90 % av de totale setninger påløper.

Konsolideringsgrad U beregnes som:

$$U = 1 - \exp \left[\frac{-2c_{vh} \cdot t}{R^2 \cdot f(n)} \right]$$

Hvor:

c_{vh} = Konsolideringskoeffisient for strømming i horisontal retning i ustabilisert leire.

t = Konsolideringstid

R = Pelens influensradius

For peler installert med senteravstand c i et kvadratisk rutenett blir influensradien

$R = \frac{c}{\sqrt{\pi}} = 0,56 \cdot c$. Hvis pelene settes i et rutenett av likesidede trekantner blir influens-

radien $R = 0,53 \cdot c$. Disse fremkommer ved krav om at samlet ekvivalent tverrsnittsareal av influenssonene skal være lik det totale stabiliserte arealet.

$$f(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \cdot \left[\ln(n) - 0,75 \cdot \left(1 - \frac{1}{4n^2} \right) \right] + \left[\frac{n^2 - 1}{n^2} \cdot \frac{1}{r^2} \cdot \frac{k_{jord}}{k_{pel}} \cdot L_D^2 \right] \text{ og } n = \frac{R}{r}$$

Hvor:

r = peleradius ($\frac{1}{2}d$)

c = pelenes senteravstand

L_D = pelenes lengde ved ensidig drenering (ved tosidig drenering halve pelelengden)

k_{jord} = permeabilitet i ustabilisert jord

k_{pel} = permeabilitet i pelene, jfr. tekst.

Beregnet setningsforløp gjelder bare for stabilisert sone. Beregning av setningsforløp i jordvolumet under stabilisert sone utføres i henhold til klassisk konsolideringsteori med antagelse om at drensveg er til underkant av kalksementpeler,

Nyere forskning har vist at beregningsmodellen presentert i det foregående kan være noe unøyaktig og at det er rom for forbedring. Særlig fremheves tre aspekter:

- Lastspredning i leire under stabilisert sone og i den stabiliserte sonen
- Konsolideringsgrad for stabilisert sone
- Deformasjonsegenskaper for øvre del av stabilisert sone.

Forholdene er av størst betydning for flytende peler, dvs. pel er som ikke når ned til fast grunn eller fjell.

En forbedret modell for setningsberegninger er presentert av Alén et al. 2005. Modellen oppgis imidlertid å være det som må anses som en bettaversion og inntil det er samlet mer erfaring fra bruk, anbefales det å benytte modellen vist i Figur 1-7-16.

Hvis krypsetninger (sekundærsetninger) anses å være et problem bør pelene arrangeres slik at en større del av setningene opptas av peler.

1.7.4 Kontroll

Kontroll av kalksementpeler utføres både ved kontroll og dokumentasjon av selve installasjonen, som kvalitetskontroll av ferdig installerte peler samt ved kontroll av naturlig grunn (f. eks. poretrykk). Hver enkelt pel skal ha egen identifikasjon.

Kontrollen bør omfatte:

- pelenr., dato, navn på maskinfører og kontrollør
- kontroll av ansett, helning, pelelengde, diameter, type visp
- kontroll av rotasjonshastighet, nedpressings- og opptrekkshastighet og trykk
- kontroll av at levert kalk og sement er i henhold til hva som er spesifisert
- kontroll av medgått mengde bindemiddel pr. lm. pel. Dette fås grafisk eller i tabell. Totale medgåtte mengder kan sammenholdes med teoretisk beregnet forbruk og med kjøresedler for tilkjørt bindemiddel
- kontroll av poretrykk i grunnen (hvis relevant)
- kontroll av fastheten i enkelte peler
- registrering av setninger
- kontroll av pålastning i hht. nødvendig herdetid

Entreprenøren skal levere protokoll over de registrerte data pr. pel.

1.7.4.1 Toleranser

Foreløpig foreligger ingen standardiserte toleransekrav, men noen anbefalinger er gitt i det nedenstående (ref. 1 og 12).

Toleransekravene bør settes av prosjekterende geotekniker basert på målet med stabiliseringen, konsekvenser av avvik og hva som er praktisk mulig å gjennomføre.

Toleransekravene bør settes i relasjon til:

- forsterkningens hovedfunksjon
- om det er mulig å erstatte dårlige peler med nye
- om prøvepeler er installert
- omfanget av styrkekontroll i pelene
- kjennskap til grunnforholdene

Kontrollen utføres av entreprenøren samtidig med produksjon av pelene.

Innblandingsmengde:

Toleransekrav for avvik i dosering av bindemiddel skal ligge innenfor:

- $\pm 10\%$ av nominell mengde
- $\pm 7\%$ av nominell mengde for enkeltpeler
- $\pm 5\%$ av total nominell mengde for sammenhengende elementer i forsterkningen
- Lokal overdoseringer kan godtas

Ved bruk av blandede bindemidler bør toleransekravet for avvik i forhold til teoretisk krav med hensyn til blandingsforhold være $\pm 5\%$ til $\pm 10\%$ for sammenhengende elementer i forsterkningen.

Plassering og helning på land:

Ved utsetting skal hver enkelt pel avmerkes med plugger for maskiner som ikke har GPS. For maskiner med GPS skal hver tiende pel og hver ribbe avmerkes med plugg for installasjon. Posisjonsavvik og helningsavvik skal motvirkes når vispen roteres ned. Sakte nedpressing med rotasjon gir rettest pel. For peler i ribber og gitter er nøyaktig ansett viktig for å sikre overlapp mellom pelene. Enkeltpeler er som regel mindre sårbare for posisjonsavvik.

Toleransekrav for maksimalt tillatt avvik fra teoretisk plassering og helning skal påføres tegninger.

Toleransekrav for ansett er normalt 100 mm.

Toleransekrav for helning er normalt 50/1 (20 mm/m).

For peler som settes i ribber bør toleransekravat for overlapp mellom pelene settes slik at skivenes funksjon ivaretas. Overlapp settes gjerne til 100 mm eller 20 % av pelens diameter. Større overlapp enn 100 mm kan være vanskelig å oppnå dersom innblandingmengden er høy (rask fasthetsoppbygging).

Plassering og helning på sjø:

Det bør være et krav ved installasjon på sjø at maskinen har GPS posisjoneringssystem og at rapportering av posisjon for hver enkelt pel inngår i protokollen. På sjø kan det være vanskelig å oppnå toleranser på mindre enn 100 mm. Forøvrig bør krav til toleranser settes som for krav på land.

1.7.4.2 Styrkekontroll og homogenitet

Anbefalt omfang av kontroll er som vist i nedenstående tabell Figur 1-7-18.

Stabilisert for	Størrelse på prosjekt (m pel, m ³ volum)	Geoteknisk kategori (Eurokode 7)	Kontrollomfang 2)
Setninger	< 10 000m < 3 000 m ³	1	Ingen feltkontroll1)
		2	1 % av peleantallet
		3	>1,5 % av peleantallet
Setninger	> 10 000m > 3 000 m ³	1	0,5 % av peleantallet
		2	1 % av peleantallet
		3	>1,5 % av peleantallet
Setninger	< 50 000m < 15 000 m ³	1	0,5 % av peleantallet
		2	0,7 % av peleantallet
		3	1 % av peleantallet
Stabilitet	0 – 20 000 m 0 – 6 000 m ³	1	0,7 % av peleantallet
		2	1 % av peleantallet
		3	2 % av peleantallet
Stabilitet	20 000 – 50 000 m 6 000 – 15 000 m ³	1	0,5 % av peleantallet
		2	0,7 % av peleantallet
		3	1 % av peleantallet
Stabilitet	> 50 000 m > 15 000 m ³	1	0,3 % av peleantallet
		2	0,5 % av peleantallet
		3	0,7 % av peleantallet

1) Betingelser at det er utført laboratorieforsøk eller at en har erfaring fra området fra tidligere

2) Rådene forutsetter normal konservativ dimensjonering

Figur 1-7-18 Anbefalt omfang av kontroll (ref. 1)

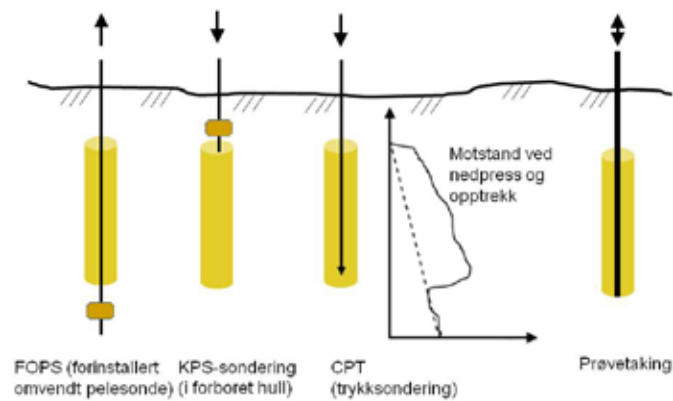
Det er i hovedsak fire metoder som benyttes for kontroll av skjærfastheten og homogeniteten i kalksementpeler, se Figur 1-7-19.

- FOPS (forinstallert omvendt pelesondering)
- KPS (kalksementpel sondering)
- Trykksondering CPT/CPTU
- Prøvetaking

Sondering

FOPS er en metode for måling av drenert fasthet i kalksementpeler. FOPS installeres i forbindelse med at kalksementpelen etableres. Utstyret består av en vinge festet til enden av en wire. Vingen monteres foran vispen (se Figur 1-7-20) og føres ned til ca. 0,5 m under underkant pel, mens wiren går gjennom pelen helt opp til terreng. Kontroll av pelen utføres ved å trekke sonden gjennom pelen ved hjelp av wiren samtidig som opptrekksmotstanden måles. FOPS bør trekkes etter 3 døgns herdig da pelen etter denne tid blir for fast til at trekking kan gjennomføres. Riggen som anvendes må ha mulighet til å registrere trekraft.

Rent praktisk innebærer kontroll med FOPS at entreprenøren vet at pelen skal kontrolleres når den etableres.

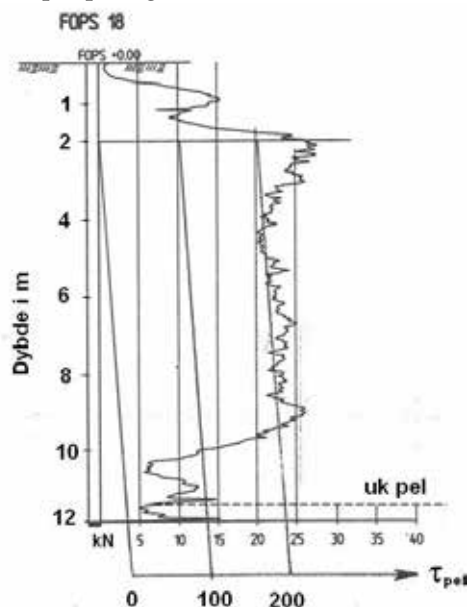


Figur 1-7- 19 Vanlige metoder anvendt for kontroll av kalksementpeler



Figur 1-7- 20 FOPS-ving montert under visp for nedpressing (ref. 1)

Eksempel på registrerte data med FOPS er vist i Figur 1-7-21.



Figur 1-7- 21 Eksempel på registret kurve ved FOPS-målinger

I tillegg anvendes også KPS-sondering hvor selve sonden ligner på FOPS-sonden men her presses sonden ned i forboret hull i pelen. Registrering skjer på tilsvarende måte som for FOPS.

Videre benyttes også trykksondering (CPT og CPTU) for kontroll av pelene. Det kan enten sonderes vertikalt eller på skrå i ribber for kontroll av kontinuitet. Ved trykksondering oppnås en indikasjon på homogeniteten og skjærfastheten i pelene. Kurven for trykksondering ligner på FOPS og KPS kurver og de kan sammenlignes for vurdering av pelene. Fordelen med KPS og CPT/CPTU er at peler som skal kontrolleres, kan velges i etterkant av installasjon.

I og med at peler kan stå noe ut av lodd og sonderingene har en tendens til å trekke mot områder med mindre motstand i pelen, kan dette føre til helning på sonderingsstangen og at sonderingen går ut av pelen og inn i omkringliggende leire i en viss dybde. Med nyere krav til CPT/CPTU-utstyr vil disse trykksondene være utstyrt med inklinometer slik at vertikaliteten på sonderstangen kan kontrolleres. Utstyret inkludert borerigg må ellers tilpasses tiden pelene har herdet slik at det er egnet og har kapasitet til å trenge ned i pelene.

Tolkning av skjærfasthet fra CPT/CPTU-målinger gjøres på samme måte som for sondering i vanlige løsmasser. Det kan i denne sammenheng nevnes at det ved CPTU-sondering og bruk av $N_{kt} = 15$ er oppnådd godt samsvar med FOPS målinger og laboratorieforsøk.

Prøvetaking

For kontroll av pelenes fasthet og andre parametere (densitet, vanninnhold etc.) samt homogenitet kan det også tas opp prøver av installerte peler.

Den enkleste måten er å benytte en vanlig 54 mm prøvetaker for å ta opp prøver av fersk pel like etter at denne er installert. Ved å benytte gjennomsiktig plasticsylinder for opptak av prøvematerialet kan homogeniteten i prøven også studeres visuelt. Opptatte prøver forsegles og fraktes til laboratoriet for herding i rom med temperatur rundt 6 °C. Etter ønsket herdetid kjøres prøvene ut av sylindren og undersøkes på vanlig måte. Det er viktig i denne sammenheng ved vurdering av målt skjærfasthet å huske på at resultater som oppnås på denne måten ikke er identiske med forhold for peler som har herdet i bakken.

Det er også mulig å ta kjerneprøver av herdete peler med fasthet > 200 kPa. Det er da viktig at det benyttes kjerneborutstyr som ikke endrer pelematerialet under boreprosessen. Minimum kjernediameter bør være 76 mm. Slikt kjerneborutstyr er gjerne dyrt i bruk.

Et annet alternativ er å grave ut prøvestykker fra herdet pel. Prøvestykkene forsegles i plast og sendes til laboratoriet for prøvetillaging og testing. Denne metoden gir begrenset dybdemulighet, men det har vært hentet opp prøvestykker ned til 10 m under terreng. Nok et alternativ er å trekke opp hele pelen ved å føre et stålrør med lukkemeknisme i bunnen over pelen og deretter trekke stålrør og pel opp. Dette er en kostbar metode som bare unntaksvis er anvendt.

Poretrykk

Ved installasjon av kalksementpeler bør det vurderes i hvilken grad det er behov for kontroll av omkringliggende grunn. Hvis pelene installeres som et stabilitetsforbedrende tiltak i skrånende terreng, bør poretrykket overvåkes idet innblanding av kalk/sement under høyt trykk og tilføring av masse kan øke poretrykket i grunnen. Gjennom overvåkingen kan installasjonsprosessen styres slik at poretrykket ikke blir så høyt at ustabilitet kan oppstå.

Annen kontroll

Det kan også være aktuelt å kontrollere om installasjon av peler har ført til svekkelse av fastheten i omkringliggende leirmateriale. Det er viktig for kalksementpelens funksjon at omkringliggende jord opprettholder en forutsatt fasthet. Slik kontroll kan utføres ved CPT/CPTU målinger eller prøvetaking.

Ved bruk av kalksementpeler som setningsreducerende tiltak kan det være aktuelt å følge setningsutviklingen over tid for å kontrollere at ønsket virkning er oppnådd.

Tilsvarende kan det for stabilitetsforbedrende tiltak være aktuelt å observere eventuell deformasjonsutvikling i området ved bruk av inklinometer eller gjentatt profilering av terrenget over tid.

Der kalksementpeler anvendes som vibrasjonsreducerende tiltak kan effekten observeres ved å måle resulterende endringer i vibrasjonsnivået.

1.7.5 Spesielle forhold

1.7.5.1 Hensyn til omgivelser og arbeidsmiljø (HMS)

Ulesket kalk og sement er kjemisk etsende materialer. All kontakt med hud, slimhinner, øyne og innånding må unngås.

Når ulesket kalk kommer i kontakt med vann eller fukt, oppstår en kraftig varmeutvikling og volumøkning. Sement og kalk skal derfor oppbevares tørt i lukkede beholdere som er tydelig merket.

For å hindre utblåsing av kalk- og sementstøv skal pelingen avsluttes minimum 0,5 m under terreng. Slinger, koblinger osv. på borutstyret skal være i en slik teknisk stand at ukontrollerte utblåsing i luft ikke inntreffer.

Riggene (og eventuelle andre anleggsmaskiner som vil være i nærheten) bør ha kabin med overtrykk.

Kalk- og sementstøv som kommer i kontakt med fuktighet virker etsende også på materialer. Billakk, vinduer og andre overflater mattes dersom støvlag av kalk fuktes f.eks. av regn og dugg.

Ved arbeider med kalk- og sementstabilisering bør det stilles strenge krav til å sikre arbeidstakere, naboer og forbi passerende, på grunnlag av stabiliseringsstoffenes etsende evne.

Sterkt basisk overvann fra anleggsområdet må sikres og evt. nøytraliseres før det kan nå ut i vassdrag som er følsomme for påvirkningen.

1.7.5.2 Spesielle tekniske forhold

Kalksementpeler er mindre tette enn omkringliggende leire og vil til en viss grad fungere som vertikale dren. Setninger av grunn i tilstøtende arealer kan derfor inntreffe og bør observeres der dette kan være av betydning.

1.7.6 Prosjekteksempler

1.7.6.1 Skjæring for E18 ved Tvedestrand

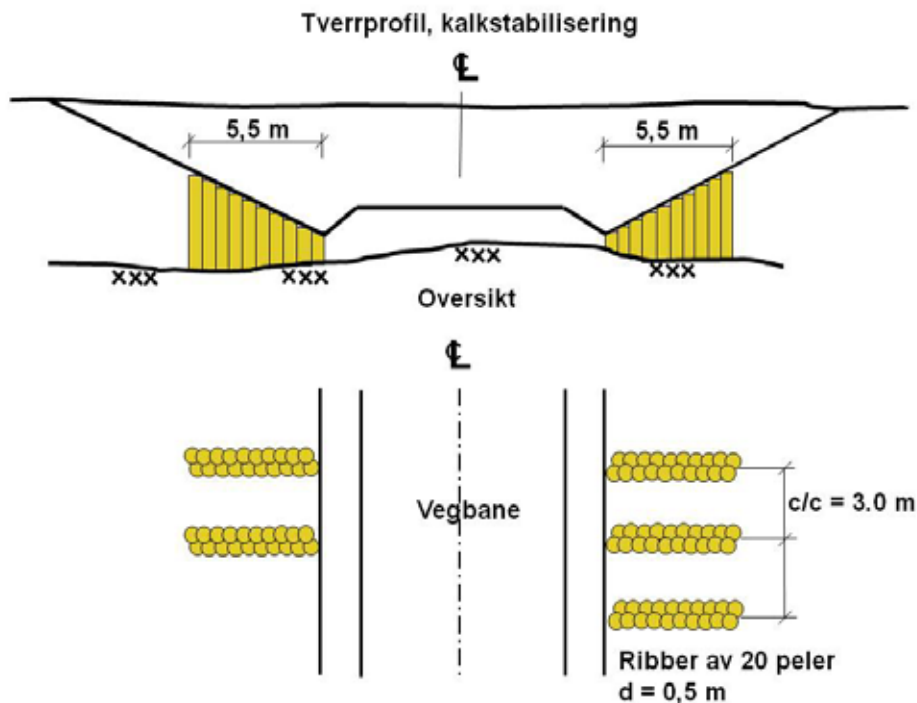
En inntil 6 m dyp og 135 m lang skjæring i kvikkleire ble stabilisert med kalkpeler før utgraving startet. Leiras udrenerte skjærfasthet c_u lå mellom 12 og 18 kPa og vanninnholdet w varierte mellom 45 og 80 %.

Skjæringen kunne alternativt blitt tatt ut med en avlastning av skjæringstopp, men av hensyn til naboeiendommene var dette ikke ønskelig.

Det ble satt peler med diameter 0,5 m i doble ribber på 5,5 m lengde. Senteravstand mellom ribbene er 3 m. Ribbene står normalt på vegens lengderetning og er plassert nederst i skrånningen. Pelene er satt til berg/morene. I de massene som skulle graves ut, ble det ikke blandet i kalk.

Det ble i alt satt ca. 5000 lm kalkpeler til dette formålet på anlegget.

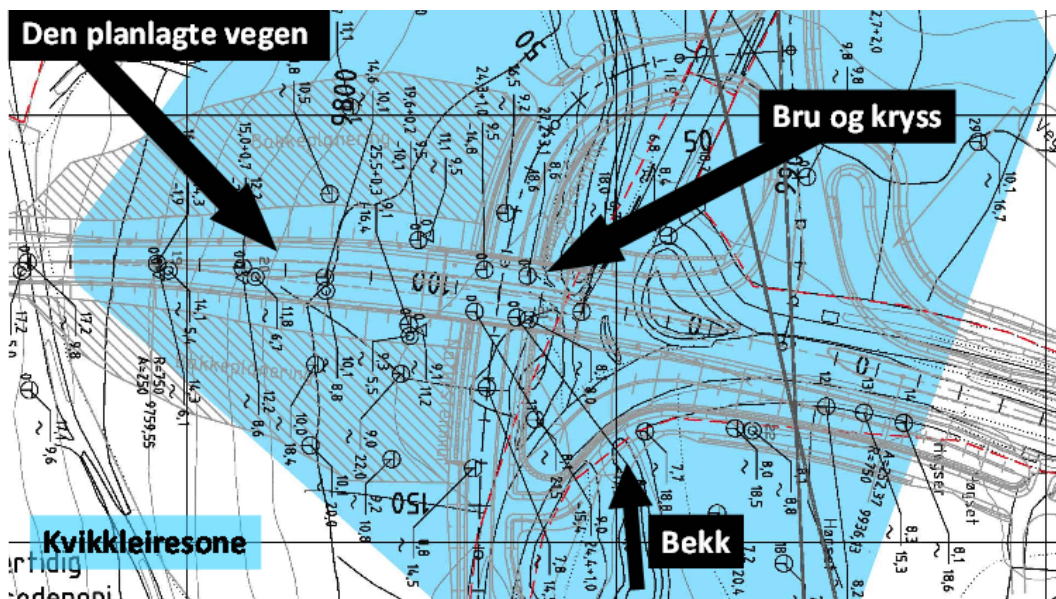
Figur 1-7-22 viser et snitt fra den valgte løsningen.



Figur 1-7- 22 Profil av skjæring med kalkstabiliserte skrånninger. (ref. 13)

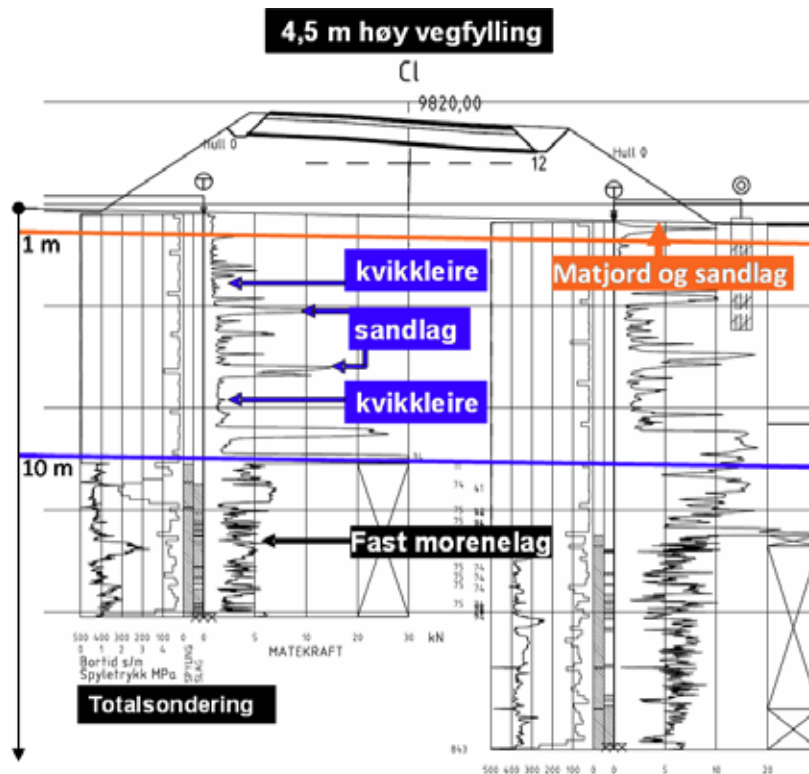
1.7.6.2 Vegfylling for E 39 på Høgset i Møre og Romsdal

Mellom ny Høgset-tunnel og Gjemnesbrua skulle ny E 39 legges på fylling over et område med bløt silt og leire. I deler av området er det kvikkleire og av stabilitetshensyn ble det besluttet å stabilisere et 150 m langt og 90 m bredt område med kalksementpeler hvor ny E 39 krysser Fv 297 (se Figur 1-7-23).



Figur 1-7-23 Planskisse av kryss ved Høgset.

Eksempel på grunnforholdene i området ved krysset er vist på Figur 1-7-24.



Figur 1-7-24 Toerrprofil av fylling ved Høgset med angivelse av grunnforhold

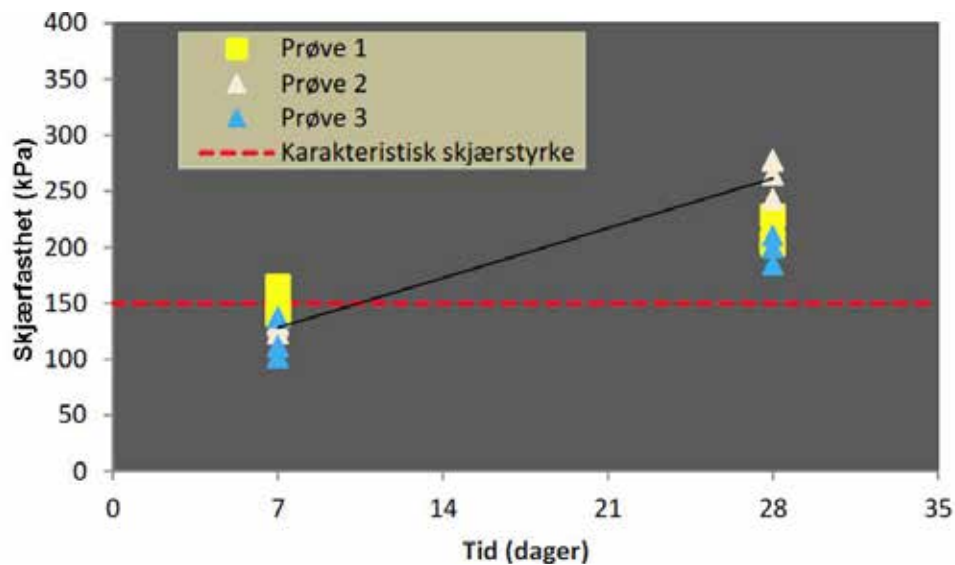
Fra ca. 1–10 m dybde under terreng er det vekslende lag med kvikkleire, siltig leire og sand (se Figur 1-7-25). Fra rundt 10 m dybde er det påvist et fast morenelag og mellom 20–25 m dybde er det påvist berg. Stabilitetsproblemene for fyllingen er relatert til de øvre 10 m med kvikkleire og siltig leire.



Figur 1-7-25 Snitt gjennom 54 mm prøver fra ca. 8 m dybde som viser lagdeling

Vertikale lagskiller mellom leire og sand som er registrert i området, kandyde på tidligere skred.

Laboratorieforsøk på opptatte leirprøver med vanninnhold $w = 35\%$ viste at en tilsetning med kalksement i blandingsforhold 50/50 og en mengde på 7 % av tørrvekt ga betydelig fasthetsøkning i det stabiliserte materialet. Resultatet av enaksiale trykkforsøk utført på 18 prøver testet etter 7 og 28 døgn er vist på Figur 1-7-26.

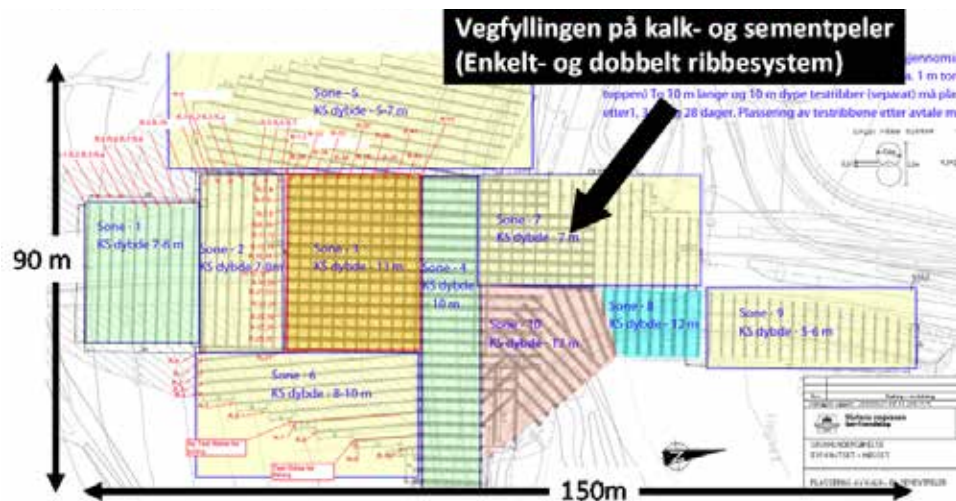


Figur 1-7-26 Resultat av laboratorieforsøk med kalksementstabilisering

Ut fra felt og laboratorieforsøk ble følgende parametere valgt for stabilitetsvurderingene.

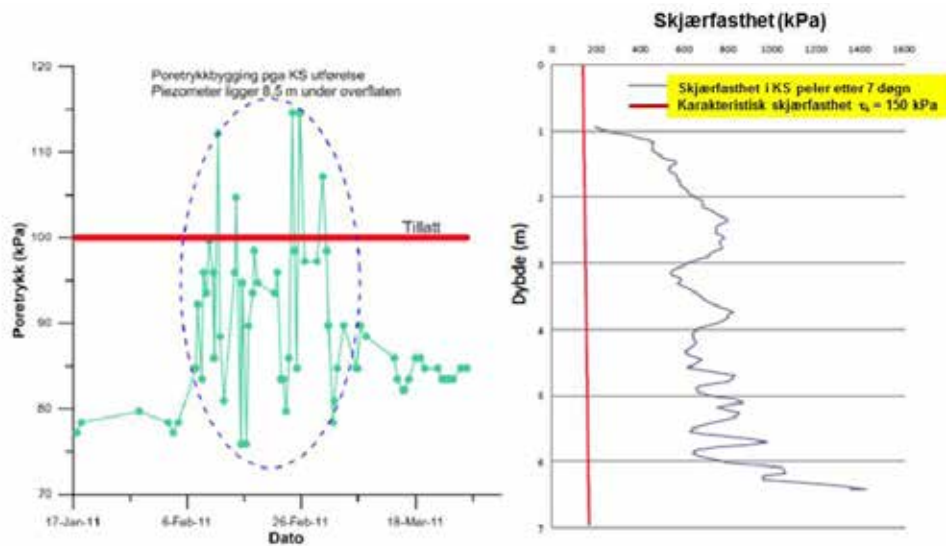
Jordens skjærfasthet	$\tau_k = 15 \text{ kPa}$
Pelens skjærfasthet	$\tau_p = 150 \text{ kPa}$
Pelediameter	$d = 0,6 \text{ m}$
Partialfaktor for sikkerhet	$\gamma_M \geq 1,6$

Med gitt pelediameter og innblandingsforhold 7 % av tørrstoff gir dette innblanding av 31 kg kalksement (50/50) pr. meter pel. Pelene ble satt i doble og enkle ribber både på tvers og langs av vegen og delvis i gitter slik det vil fremgå av Figur 1-7-27.



Figur 1-7-27 Plassering av enkle og doble ribber og gitter

Det ble utført kontroll av pelenes fasthet i felt etter 1, 7 og 28 dager med KPS. Målingene viste at pelene hadde en skjærfasthet på mer enn $\tau_p = 150$ kPa etter 7 døgn. Måling av poretrykket under installasjon av pelene viste at det var mulig å styre trykket i forhold til tillatt maksimalnivå.



Figur 1-7-28 Måling av poretrykk og fasthet i produsert pel

1.7.7 Symbolliste

A	= pelenes tverrsnittsareal
A_s	= sideflatens areal for glidelegeme
a	= pelens andel av overflaten (dekningsandel)
b	= peleribbenes bredde
c	= pelenes senteravstand
c	= peleribbenes senteravstand
d	= pelens diameter
δ_{pel}	= setninger i stabilisert jord
δ_{jord}	= setninger i ustabilisert jord
E_{pel}	= Elastisitesmodul for stabilisert jord
γ_M	= materialfaktor
Δh	= lagtykkelsen
Δl_1	= glideflatens lengde i stabilisert sone
Δl_2	= glideflatens lengde i eller utenfor stabilisert sone
Δl_3	= glideflatens lengde utenfor stabilisert sone
Δl	= glideflatens lengde
M_{jord}	= modul for ustabilisert jord
M_{stab}	= stabiliserende moment ved stabilitetsberegning
M_{driv}	= drivende moment ved stabilitetsberegning
Q_v	= resultatanten av drivende krefter pr. meter
q_{tot}	= total last ved setningsberegninger
q_{pel}	= lasten på kalkpelene
q_{jord}	= lasten på ustabilisert jord
r_s	= resultatens arm
R	= glidesirkelens radius
s	= vektresultantens arm
σ_{flyt}	= jordas flytespenning
τ_m	= gjennomsnittlig skjærfasthet i stabilisert område
τ_k	= jordens skjærfasthet
τ_p	= pelenes skjærfasthet

1.7.8 Referanser

- (1) Norsk Geoteknisk Forening (NGF), Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler, Oslo 2012.
- (2) Vägverket, Sverige, Publ. 1986:72 Kalkpelare. Grundforstarkning vid Vägbyggnad. 1986
- (3) Vägverket, Sverige, Publ. 1986:87 Grundforstarkning med kalkpelare. En sammanfatning. 1986
- (4) Vägverket, Sverige, Publ. 1991:42 Jordforstarkning med kalk-, cement- og kalk/cementpelare. 1991
- (5) Trafikverket, Sverige, Publ. 2011:47 TK Geo 11, Trafikverkets tekniske krav för geokonstruksjoner, Kap. 13 Djupstabilisering, juni 2011.
- (6) Åhnberg H. og Holm G., SGI rapport 31. Kalkpelarmetoden. 1986
- (7) Åhnberg H. og Holm G., SGI Varia. Kalkpelare for ledningsgravar. 1991
- (8) Nyberg M., Kalk- og kalk/cementpelare som grundforstarkning. Foredrag ved kurs i geoteknisk projektering. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, 1992
- (9) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 6 utgave, Oslo 2010. <http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (10) Lurfaldet M., Ras ved Spydeberg kirke. Utbedring med kalkpeler. Foredrag ved kurs i geoteknisk projektering. Vegdirektoratet, Veglaboratoriet. 1987
- (11) Carlsten P., SGI Varia 248. Manual til Limeset
- (12) Carlsten P., Kalk- og kalkcementpelare. Våglledning for projektering, utforande og kontroll. Goteborg 18.10.1994
- (13) Baardvik G., E-18 Lunde - Tveitehallingene Oppdrag I-37B, rapport nr. 3. 1990
- (14) Norcem, Grunnforsterkning med kalksement, Brosjyre 2006.
- (15) Statens vegvesen, Laboratorieundersøkelser Hb 014, Oslo 2004. <http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (16) Nouri, E., Oset, F., E6 Østfold: Solberg – Årum. Erfaring med oppfølging av produksjon og kontroll av kalk/sement-peling. Teknologirapport nr. 2526, Vegdirektoratet, Oslo 2008.
- (17) Svenska Geotekniska Föreningen, Rapport 2:2000, Kalk – og kalksementpelare. Våglledning för projektering, utförande og kontrol.
- (18) Åhnberg, Helen, Strength of Stabilised Soil, Report 72, SGI, Linköping 2006.

1.8 Injisering

1.8.1 Generelt

Med injisering menes det i denne sammenheng ulike metoder benyttet for å forbedre et jordmateriales fasthetsegenskaper. Dette kapittelet behandler i første rekke injeksjon ved bruk av jetpeler. Andre metoder er kun nevnt kort under punkt 1.8.3.

1.8.2 Jetinjisering

Jetinjiseringsmetoden ble utviklet i Japan i begynnelsen av 1970 årene. Gjennom 1980 årene er metoden tatt i bruk og videreutviklet i Europa og Sør- og NordAmerika. Jetpeler kan utføres på fire ulike måter. Det er i prinsippet fire forskjellige metoder (se kap. 1.8.3) med ulike kostnadsnivå og bruksområde.

Metoden har hittil hovedsaklig blitt brukt som en grunnforsterkningsmetode i forbindelse med refundamentering av konstruksjoner, men den kan også anvendes som grunnforsterkningsmetode i forbindelse med nyanlegg, blant annet i forbindelse med tunneldrift i løsmasser, skråningsstabilitet og fundamentering av bruer. Jetinjisering kan også brukes til å etablere en innvendig avstivning under gravenivå i ei spuntgrop, og vil kunne sikre full kontakt mot spunten og dermed bidra til å redusere deformasjoner ved utgraving.

Jetinjisering er blitt ansett som en spesialmetode for vanskelige grunn- og plassforhold. De beste resultater er oppnådd i løst lagrede sandige materialer.

Ved enklere grunnforhold og adkomstmuligheter er det en generell oppfatning at tradisjonelle metoder (spunt, peler) normalt er å foretrekke ut fra tekniske og økonomiske hensyn.

1.8.2.1 Dimensjoneringsgrunnlag

Før en eventuelt velger jetinjisering må man ha kjennskap til en del parametere for jordvolumet som skal injiseres og for jorden/berget som skal ta opp belastninger.

Ved injisering i områder med sensitiv (kvikk) leire må bruk av luft i forbindelse med injisering vurderes svært nøye, på grunn av fare for poretrykksoppbygging og eventuell utløsning av ras.

Ved sondering og eller prøvetaking bestemmes:

- jordart
- jordartsegenskaper (styrke, vanninnhold, kornfordeling osv.)
- forekomster av hindringer for jetstrålen (peler, steinblokker o.l.)

- forekomster av hulrom (ledningsgrøfter o.l.)
- grunnvannsforhold
- dybde til berg

Ytterligere bestemmelser av bæreevne og deformasjonsegenskaper kan fås ved prøvetaking eller ulike former for in situ målinger.

Forekomster av grov grus, stein eller blokk vil kunne hindre erosjonsstråler og danne «skygger» i det injiserte materialet. Dette kan ha stor betydning for bormønster, økonomi og evt. anvendbarhet.

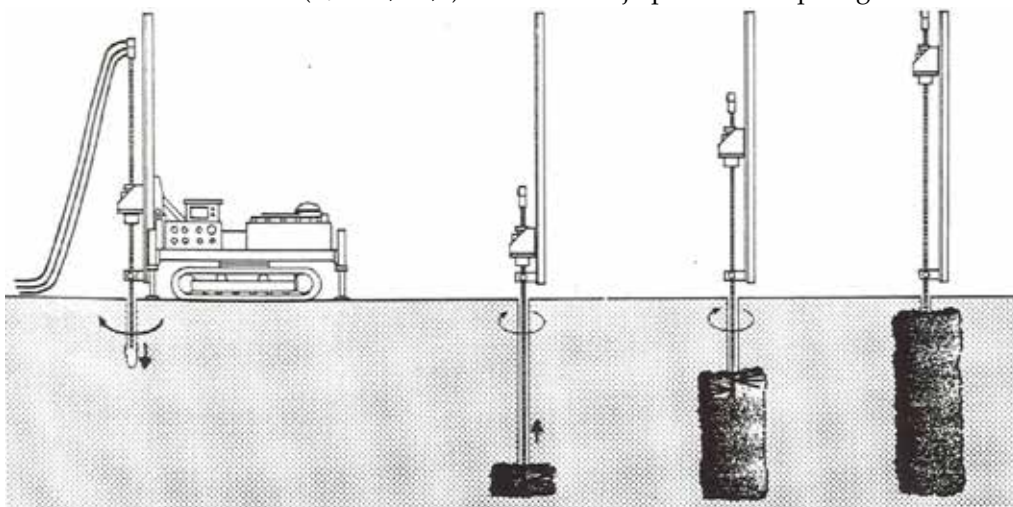
1.8.2.2 Utførelse og kontroll

Jetinjiseringsen kan utføres på fire ulike måter:

- sement og vann i en dyse (single system)
- sement og vann omhylllet av luft i en dobbel dyse (dobbel system)
- vann omhylllet av luft i en dobbel dyse og sement og vann i en annen dyse (trippel system)
- vann omhylllet av luft i en dobbel dyse og tilførsel av vanlig betong i et eget støperør

Den siste metoden gir en nesten fullstendig masseutskifting og dermed en betydelig mengde returmasser opp langs borstrengen. Dette gjelder i noen grad også for de to andre metodene med luftspyling, men i liten grad for den første metoden. Metoden med vann omhylllet av luft i en dyse og sement og vann i en annen gir erfaringsmessig ca. 15 % sement i retur.

Det har vist seg teknisk/økonomisk mest fordelaktig å anvende en blanding av sement og vann i forholdet 1:1 – 1:2 (v/c - 0,5-1,0). Utførelse av jetpeler er vist på Figur 1-8- 1.



Figur 1-8- 1 Utførelse av jetpeler.

Jetinjiseringsprosessen finner sted nede i grunnen uten at noen direkte produksjonskontroll med hensyn til oppnådd homogenitet og materialkvalitet er mulig for de tre enkleste metodene. Oppnådd utbredelse kan verifiseres med bruk av akustisk registrering på sonderingsstenger satt ned på forhånd., eller på konstruksjoner i grunnen. Styrings-parametrene for injiseringen må således fastlegges og reguleres på empirisk grunnlag. Et utgangspunkt vil normalt være å injisere kalibreringspeler som avdekkes før selve konstruksjonsarbeidene settes i gang. På grunnlag av erfaring kan en også styre injiseringsparametrene ut fra variasjoner i bormotstand (matekraft, bortid, dreiemoment m.m).

Ytterligere kontroll av homogenitet og utbredelse for pelene må skje i ettertid, etter at pele-materialet har herdet. Normalt gjøres dette ved hjelp av kjerneboringer i et utvalg av pelene.

Tabellen Figur 1-8- 2 viser oppnådd diameter i ulike materialer og trykkfasthet på utborede kjerneprøver fra prosjekter i Norge og Sverige (etter Peleveildningen 2005).

Jordart	Single system		Dobbel system		Trippel system	
	Diam. (m)	Trykkfasthet (PMa)	Diam. (m)	Trykkfasthet (PMa)	Diam. (m)	Trykkfasthet (PMa)
Leire	50–180	3–10	50–200	5–15	100–180	>35
Sand	50–200	<25	50–220	<45	100–180	>35
Grus	50–200	<20	50–220	<40	N–A	N–A
Morene	50–160	10–20	50–160	<35	N–A	N–A
Steinfylling	50–160	10–20	50–160	<30	100–180	>35

Figur 1-8- 2 Oppnådde resultater for jetpeler produsert med ulike metoder under ulike grunnforhold (Peleveildningen 2005 ref. 7).

1.8.3 Andre injeksjons metoder

Mens det ved injisering ved bruk av jetpelmetoden brukes ulike sementblandinger, kan det ved metodene som er omtalt i det følgende benyttes flere ulike injiseringsmaterialer. Figur 1-8-3 gir en oversikt over ulike typer injiseringsmaterialer og de respektive jordarter der disse egner seg.

Type	Aktuell jordart	Permeabilitet $k = m/s$
Sement med bentonitt eller leire	Grus	$>5 \cdot 10^{-4}$
Deflokkulert bentonitt	Grov sand	$> 5 \cdot 10^{-5}$

Figur 1-8- 3 Ulike typer injiseringsmaterialer avhengig av jordart. (Etter Gallavresi (ref. 5))

Valg av injeksjonsmiddel må tilpasses porestørrelsen i jorda det skal injiseres i, samt evt. ønsket reaksjonstid. Generelt kan det sies at kostnadene øker betydelig når porestørrelsen reduseres fra 200 μm til 2 μm .

En metode går i korthet ut på at en stabil sementbasert væske injiseres i jordmassene under høyt trykk, f.eks. opptil 4 MPa. Dette medfører at det oppstår linser og horisontale lag av fastere materiale som innebærer en forbedring av jordmaterialets midlere styrke og tetthet. Resultatet av en slik injeksjon kan imidlertid være nokså tilfeldig, og dessuten vanskelig å kontrollere. (ref. 4)

Videre er det en metode der målet er å oppnå en massefortrengning rundt injeksjonshullet ved at en relativt stiv mørtel av for eksempel sement og bentonitt pumpes ut under høyt trykk, opptil 3,5 MPa. I motsetning til ved forannevnte metode strømmer injeksjonsmørtelen her ikke langt av gårde, men former en lokal klump av stabilt materiale rundt utslippsstedet. Hensikten er å komprimere løs eller omrørt grunn. Metoden innebærer en massefortrengning og derved en risiko for terrengheving og har også vært benyttet for å redusere eller kompensere for terrengsetninger. (Ref.4)

Videre kan nevnes den eldste og best utprøvde injeksjonsmetoden. Den går i korthet ut på å fylle opp porevolumet i et jordmateriale best mulig med et stoff som medfører at både tettheten og styrken av jorden forbedres betraktelig. (ref. 4)

1.8.4 Referanser

- (1) Holm, Eriksson og Svensson. Jetinjekteringsmetoden. Statens råd for bygnadsforskning. (ISBN 91-540-5383-8). Stockholm 1992.
- (2) Oset F., Jetinjisering - Etterkontroll. Innlegg ved seminar om jetinjisering. Vic hotell, Porsgrunn 1991.
- (3) Oset, Hoksrud, Frydenlund og Hovi. Jet-Grouting. Statusrapport etter fire forsøksprosjekt. Intern-rapport nr. 1405, Statens vegvesen, Veglaboratoriet. Oslo 1989.
- (4) Hermann, Aas. Korte trafikk tunneler i løsmasser. Oppsummering av erfaringer. NGI-rapport nr. 522567-5. Oslo 1992.
- (5) Gallavresi F., Grouting improvement of foundation soils. Grouting, soil improvement and geosynthetics, proceedings of a conference. ASCE. Geotechnical special publication, 30, b. 1, s. 1-38 New Orleans 1992.
- (6) Hausmann M.R., Engineering principles of ground modification. ISBN 0-07-027279-4 N.Y. 1990
- (7) Norsk Geoteknisk Forening, Peleveiledningen 2005

1.9 Grunnvannssenking

1.9.1 Generelt

I forbindelse med utgraving for vegskjæringer, tunneler, fundamenter og kulvert-underganger vil det ofte være aktuelt å grave under eksisterende grunnvannsnivå. Slike utgravninger vil gjerne medføre et ønske om å senke grunnvannsstanden i skråningen og under utgravingsnivå for å sikre en tørr byggegrop og stabile skråninger uten erosjonsproblemer i anleggsperioden. I noen tilfeller kan artesisk overtrykk være et problem som vil kunne løses med grunnvannssenking.

Grunnvannet kan senkes permanent eller midlertidig ved hjelp av en rekke forskjellige metoder avhengig av utgravingsdybde og areal samt jordart.



Figur 1-9-1 Anlegg for grunnvannssenking

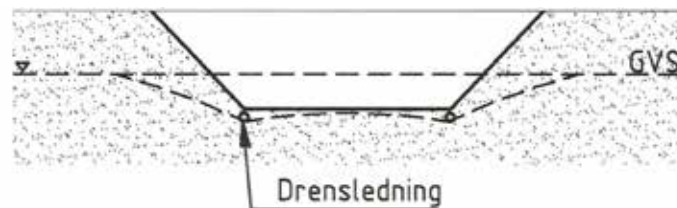
En annen effekt av en grunnvannssenking vil være en effektiv spenningsøkning som vil forbedre jordas skjærfasthet og bæreevne både over og under det nye grunnvannsnivået. Permeable lag av sand og grus med en overliggende bløt leire vil også kunne drenere leira slik at konsolideringssetninger i leirlaget blir unnagjort. Ved grunnvannssenking må det tas hensyn til eventuelle setningseffekter på naboeiendommer.

Følgende metoder eller en kombinasjon av disse vil være aktuelle for grunnvannssenkning:

- Drensgrøfter
 - åpne eller lukkede grøfter - spunkasser
- Brønner
 - sugespisser (well points) med eller uten vakuum
 - store brønner med eller uten vakum
- Vertikaldren (beskrevet i kap. 1.6)

1.9.2 Dimensjoneringsgrunnlag

1.9.2.1 Drensgrøfter



Figur 1-9-2 Grunnvannssenkning med drensgrøfter

Vannet blir samlet i åpne eller lukkede drensgrøfter (evt. pukkestrenger) og fjernet ved hjelp av fall eller utpumping fra pumpebasseng. Dette er den enkleste og mest vanlige grunnvannssenkingsmetoden for vegskjæringer under eksisterende grunnvannsnivå. Det vil ofte være å foretrekke en lukket drensgrøft, da dette gir bedre stabilitet og mindre masseuttak.

For å oppnå en effektiv drenering må det stilles krav til filtermaterialer rundt drensrøret, 018 Vegbygging Kap. 4, Grøfter, kummer og rør, (ref. 1).

1.9.2.2 Brønner

- Sugespisser (well points) uten vakuum

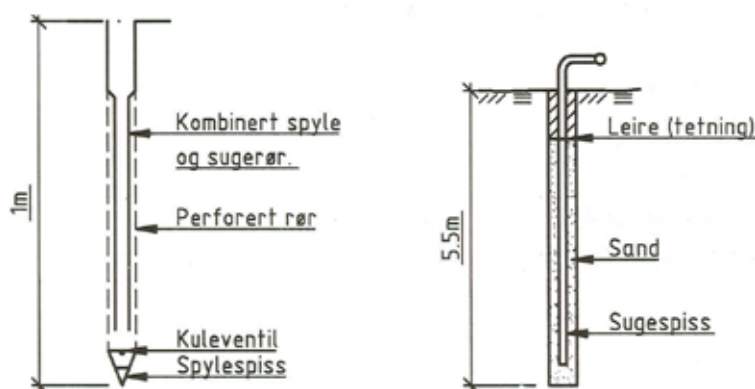
Nedspylte sugespisser er så langt den mest vanlige grunnvannssenkingsmetode i Norge der brønner er tatt i bruk. Metoden er egnet for mindre utgravinger og åpne skjæringer på steder der vannstanden ikke skal senkes for mye. I store åpne skjæringer kan det installeres rader med sugespisser.

Spissene har en diameter varierende fra 50–100 mm for grove fraksjoner, men kan med fordel økes til 200–300 mm ved silt og leirfraksjoner. Det er svært viktig at filtermassen er tilstrekkelig permeabel for å unngå svak sugeeffekt men samtidig hindrer at spiss, rør og slanger tettes igjen av finstoff. Lengden av sugespissene er begrenset til 7 m på grunn av effekttap. Avhengig av permeabiliteten til massene settes sugespissbrønnene med en innbyrdes avstand på 1–3 m.

Sugespisser etableres ved at et perforert rør med spylespiss føres ned til ønsket nivå under vannspyling. Når røret har nådd riktig dybde settes fullt vanntrykk på slik at finstoffet langs røret spyles opp til overflaten. Dette danner en brønn med en diameter på 200–300 mm bestående av grov filtermasse. Rørtoppen kobles så til en sugepumpe slik at grunnvannet suges opp og grunnvannstanden senkes.

- Sugespiss (well points) med vakuüm

Dersom massene som skal dreneres går over i silt og leirfraksjoner vil det ofte være nødvendig å gjøre bruk av sugespisser med vakuümsug. Brønnen må tettes i toppen med membran eller et leirlag og ledningen som fører vann ut må forsegles. Deretter settes det på et undertrykk i røret ved hjelp av en vakuümpumpe. Alternativt kan det i slike masser være aktuelt å ta ut brønner ved hjelp av annet utstyr, f.eks. stolpebor påmontert en grunnboringsrigg for å hindre gjensilting av sugespissene.

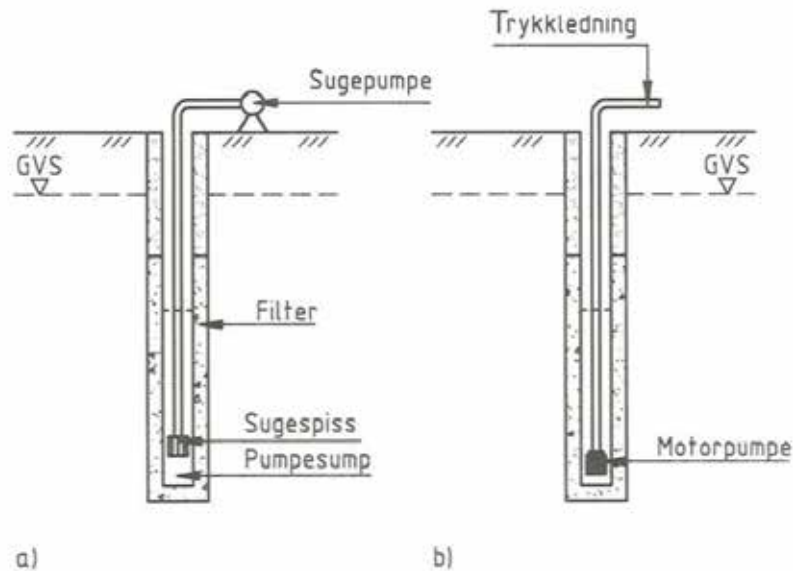


Figur 1-9-3 Sugespissanlegg

Nivået for plassering av spissene for sugespissanlegget bestemmes ved prøveserier, evt. kan grunnboredingsdata fra CPT-målinger være et godt hjelpemiddel. Det er viktig at spissene blir satt i et nivå hvor massene ikke er for tett.

- Store brønner

Brønner med store diametre vil være aktuelle for grunnvannsenkning der massene blir mer permeable med dybden, der utgravingen når/eller har et underliggende lag med sand eller grusmaterialer, og hvor det er tilstrekkelig tykkelse av de permeable massene for en effektiv senking av grunnvannet. Bordiameteren vil vanligvis variere mellom 400–600 mm, sjeldent mer. Borhullet blir utstyrt med et dreneringsrør og et tett topprør ned til massene som skal dreneres. Rørene vil vanligvis ha en diameter varierende fra 200–600 mm. I bunnen av røret monteres enten en sugepumpe eller en neddykket motordrevet pumpe. For å sikre en effektiv drenering må det bygges inn et filter mellom veggen i borhullet og dreneringsrøret.

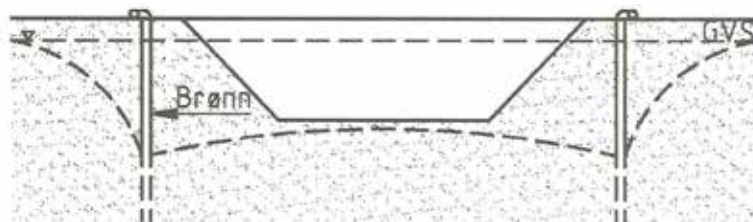


Figur 1-9- 4 Store brønner a) Sugepumpe b) Neddykket motorpumpe

- Dype vakuumbørner

På samme måte som for sugespisser settes det opp et undertrykk ved hjelp av vakuu for å senke grunnvannet. Metoden går i korthet ut på at man etter at brønnen er installert som beskrevet over, skaper et undertrykk ved hjelp av et aggregat på utsiden av brønnen. For å lage et tett system må toppen av borhullet og gjennomføringer tettes med en membran eller et leirlag.

Fordelen med denne metoden vil være at brønnen kan installeres utenfor der anleggsarbeidene foregår. En kombinasjon av dypbrønn på toppen eller i en skjæring og sugespisser ved foten av skjæringen har ofte vist seg å være en optimal løsning.

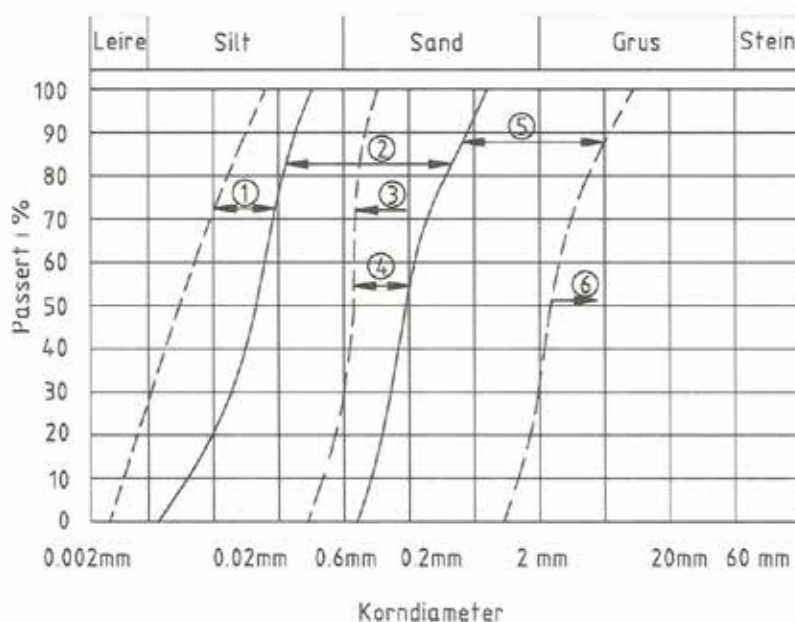


Figur 1-9- 5 Grunnvannssenkning med dype brønner

1.9.2.3 Valg av metode

I Figur 1-9- 6 er det angitt grenser for kornfordeling for forskjellige grunnvannsenkingsmetoder:

- 1) er område der elektroosmose er egnet
 - 2) er område der brønner og/eller sugespisser med vakuüm er egnet
 - 3) er teoretisk grense for drenering uten vakuüm
 - 4) er område med for langsom drenering uten vakuüm
 - 5) er område der drenering uten vakuüm er egnet
 - 6) er område der utgraving under vann eller injeksjonsskjerm er påkrevet
- Området kan forlenges ved bruk av store pumpesumper med grusfilter



Figur 1-9-6 Grensekurver for bruk av ulike metoder for senking av grunnvann («Leonard FoundationEngineering»)

1.9.2.4 Stabilitet

Senkning av grunnvannet vil ha innvirkning på stabiliteten. Det må derfor alltid gjøres stabilitetsvurderinger for utgravinger med senket grunnvannsnivå.

1.9.2.5 Skader på tilliggende konstruksjoner

En grunnvannsenking vil avhengig av massetype og eventuelle vannførende lag, kunne virke inn på relativt store områder. Dette må undersøkes grundig på forhånd slik at setningsskader på hus el. unngås. Det må også tas hensyn til pelefundamenter som kan bli påført påhengskrefter eller råte i trepeler som følge av en grunnvannsenking.

1.9.3 Kontroll

Effektiviteten til brønnene måles ved hjelp av poretrykk- og grunnvannstandsmålere slik at grunnvannsnivået til enhver tid er bestemt.

Det er viktig at anlegg for grunnvannssenkning overvåkes nøye med daglige inspeksjoner, helger inkludert, samt at tilstrekkelig reserveutstyr er tilgjengelig på stedet. Spesielt gjelder dette ekstra pumpeutstyr da en eventuell stans i et grunnvannsenkingstiltak vil kunne medføre betydelige skader på delvis ferdigbygde konstruksjoner og eventuelt utløse ras i graveskråninger.

1.9.4 Prosjekteksempel

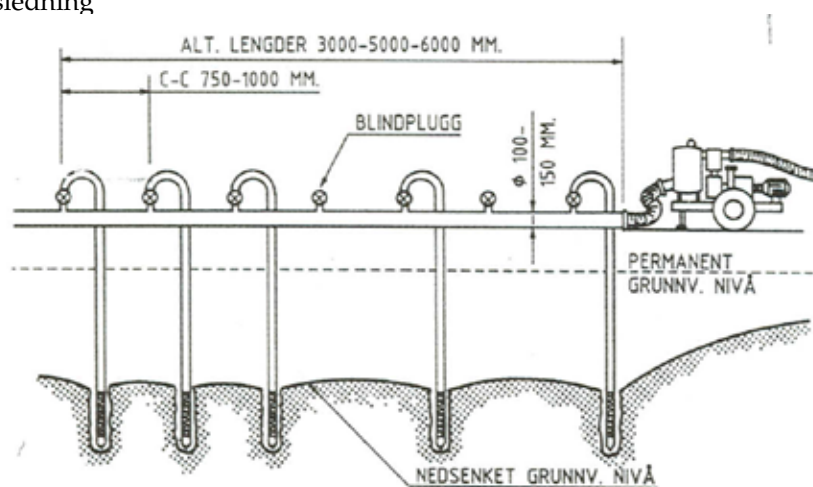
I forbindelse med bygging av ny E6 gjennom Ullensaker og Eidsvoll krysser vegtraseen elva Risa. Kryssingen ble utført med fylling og elva lagt i kulvert i opprinnelig elveskråning. Det ble spuntet for utgraving av kulverten. Skråningen består i all hovedsak av en fast lagret sand.

Vannet ble pumpet ut ved hjelp av pumpeump inntil kapasiteten ikke var stor nok og man fikk hydraulisk grunnbrudd. Etter å ha forsøkt å etablere åpne pumpebrønner på yttersiden av spunten uten å lykkes, ble det bestemt å forsøke sugespissmetoden.

Sugespisser eller well points, hadde også blitt vurdert brukt under planfasen, men da anlegget skulle gjennomføres på vinteren ble ideen forlatt på grunn av faren for tilfrysing av samleledning og pumpen.

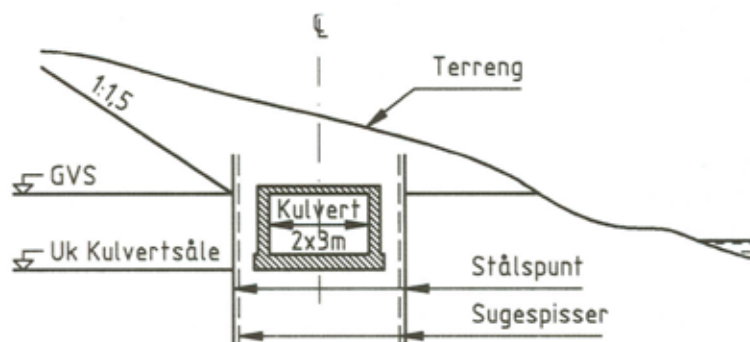
Et sugespissystem består i hovedtrekk av:

- et antall filterspisser med stigerør
- samleledninger med kraner og fleksibel slangeforbindelse med spissene
- pumpeenhet (sugepumpe) + reservepumpe
- avløpsledning



Figur 1-9-7 Prinsippkisse

Forsøksvis ble det valgt å installere sugespisser for 1 seksjon á 12 m. 20 spisser ble montert med c/c ca 1,5 m. Rekkene ble plassert like innenfor spuntveggene med avstand 5,5 m og med 2 spisser ved hver endevegg. Overkant filterspiss ble satt ned på kote 150,5, d.v.s. ca 4,5 m under grunnvannsnivået og 2 m under bunn utgraving.



Figur 1-9- 8 Installasjon av sugespiss

Nedsetting av brønnspissene ble utført med spyling. Avgjørende for pålitelig drift og god effekt er at dette utføres omhyggelig slik at man får en god omfylling av filtermaterialet (min. diameter 300 mm). I dette tilfelle ble det valgt et filtermateriale i fraksjonen 4–9 mm, og dette viste seg å fungere bra. Ideelt sett var dette kanskje noe grovt, og det gode resultatet skyldtes nok at man hadde et forbruk på ca 1 m³ pr. spiss mot teoretisk nødvendig 0,4–0,5 m³.

For å unngå problemer med sug av falsk luft ble det tettet med subbus ved terreng for hver spiss.

Anlegget ble utført i et område hvor temperaturen vinterstid i perioder normalt kunne ligge på -30°C, og dette var som tidligere nevnt en hovedinnvending mot bruk av well points. Pumpeinstallasjonen ble derfor isolert med vintermatter, men man valgte å sløyfe isoleringen av samleledningen i håp om at grunnvannstemperaturen, 8–10°C, var tilstrekkelig til å unngå tilfrysing.

Nedspyling av 20 brønnspisser og montering av systemet ble utført i løpet av to dager. Ca 10 timer etter oppstart av sugespissssystemet var byggegropen tørr og gravearbeidet kunne fullføres uten problemer.

Komprimering og avretting av fundamentflaten kunne utføres og forskaling og bygging av kulverten ta til.

Ved første installasjon, og også senere, fikk man problemer med at omtrent hver femte spiss gikk tett, men det var raskt og greit å trekke spissene og reetablere dem.

Gjennomsnittstemperaturen i februar var $-7,5^{\circ}\text{C}$ og med laveste -17°C i to dager. Dette bød ikke på problemer, og det viste seg at isolasjon med vintermatter rundt pumpen var tilstrekkelig.

Etter ti driftsdager ble systemet utvidet med 18 spisser til 38. Det kunne da arbeides med to seksjoner om gangen, noe som ga bedre framdrift. Ved normal drift på systemet ble det pumpet ut anslagsvis 1000 l/min. I en sone med noe grovere masser ble det pumpet 1500-1600 l/min.

Ved driftsstans fikk man vann i byggegropen i løpet av ca 45 min. Det må understrekes nødvendigheten av å ha reservepumpe tilgjengelig for å unngå store skader og ulemper ved langvarige driftsavbrudd.

En konklusjon må være at bruk av well points ved denne type arbeid og med tilsvarende grunnforhold er en sikker, effektiv og relativt lite kostnadskreven metode.

1.9.5 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/vegnormaler/hb/018/index.stm>
- (2) Bautechnik heft 5. Merkblatt über Wasserhaltungen bei Baugruben 1993.
- (3) Leonards. Foundation engineering 1962.
- (4) NGI. Utstyr og arbeidsmetoder ved grunnvannssenking 1959.
- (5) Straumsnes R., Omlegging av Klyvebekken. Senking av grunnvann ved hjelp av well point 1990.
- (6) Aarhus K., Et praktisk eksempel på stabilisering av utgraving med well points. Geoteknikkdagen 1983.

1.10 Grunnfrysing

1.10.1 Generelt

Grunnfrysing har i hovedsak hittil vært benyttet for å passere områder med løsmasser, dårlig berg eller rasområder i forbindelse med tunnelbygging. I utlandet blir grunnfrysing stadig oftere benyttet for stabilisering av løsmassetunneler og byggegroper i byggefasen, da metoden i tillegg til å stabilisere gir en vanntett løsning under grunnvannstand.

Metoden har også vært benyttet i forbindelse med permanente konstruksjoner som del av en installasjon med jordvarmepumpe.

1.10.2 Dimensjoneringsgrunnlag

1.10.2.1 Valg av løsning

Styrken av frosset grunn er avhengig både av jordart, temperatur og innhold av ufrosset vann. Jordas styrke øker sterkt ved frysing, men den deformeres også under konstant trykkspenning, dvs. den får krypdeformasjoner. Dette betyr at den frosne jordens stabilitet er avhengig av hvor lenge konstruksjonene av frosset jord skal benyttes. Den frosne grunnen blir også vanntett.

Det benyttes ulike kjølevesker for frysing av jord. Lakefrysing (ned til ca. $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$ i fryserørene) er mest utbredt, men ved mindre prosjekter kan det være aktuelt å benytte kondensert nitrogen ($-196\text{ }^{\circ}\text{C}$), for enten å øke den frosne grunnens styrke ytterligere eller for å redusere nedfrysingsperioden.

Eksempler på oppgaver som metoden kan være aktuell for er:

- Løsmassetunneler
- Vanntette skjermene i undergrunnen
- Vanntette støttekonstruksjoner for byggegroper
- Midlertidige understøttelser av konstruksjoner
- Rasstabilisering.
- I stein og blokkholdig jord hvor spunting er vanskelig.
- For/i samvirke med andre konstruksjonselementer, for eksempel tetting mellom spunt og berg, under/rundt rørgjennomføringer mellom spuntelementer etc.

Ved dimensjoneringen må det tas hensyn til at leirmasser med høyt vanninnhold i forhold til flytegrensen, rett etter tining vil kunne ha mye lavere udrenert skjærfasthet (c_u) enn før frysing (udrenert tilstand). Det har vært målt (ref. 2) en reduksjon i udrenert skjærfasthet på inntil 30 % like etter opptining. Stabilitetsproblemer kan derfor oppstå i områder der

det på forhånd er anstrengte stabilitetsforhold. Dette kan eventuelt kompenseres ved K/C-stabilisering før frysing.

Benyttes denne metoden inntil bygg og andre ømfintlige konstruksjoner, må det tas hensyn til eventuelt telehiv ved innfrysning (kreftene virker normalt på frysefronten) og at setninger ved opptining kan føre til skader på konstruksjonene. Det potensielle telehivet reduseres med overlagingstrykket.

I jord med vannstrømning vil dette representere en konstant varmekilde som det må tas høyde for ved dimensjonering av et kjøleopplegg og ved vurdering av metodens anvendelighet.

Ved dimensjonering må det tas hensyn til jordens krypegenskaper. Det bør utføres laboratorieforsøk på frosne prøver for å bestemme jordens mekaniske egenskaper i frossen tilstand.

1.10.2.2 Grunnlag for dimensjonering - laboratorieforsøk

Frossen grunn er viskoplastisk, dvs. at flytegrensen eller materialstyrken reduseres med økende belastningstid og det oppstår krypdeformasjoner. For å finne dimensjonerende styrke benyttes Berggrens kryptmodell:

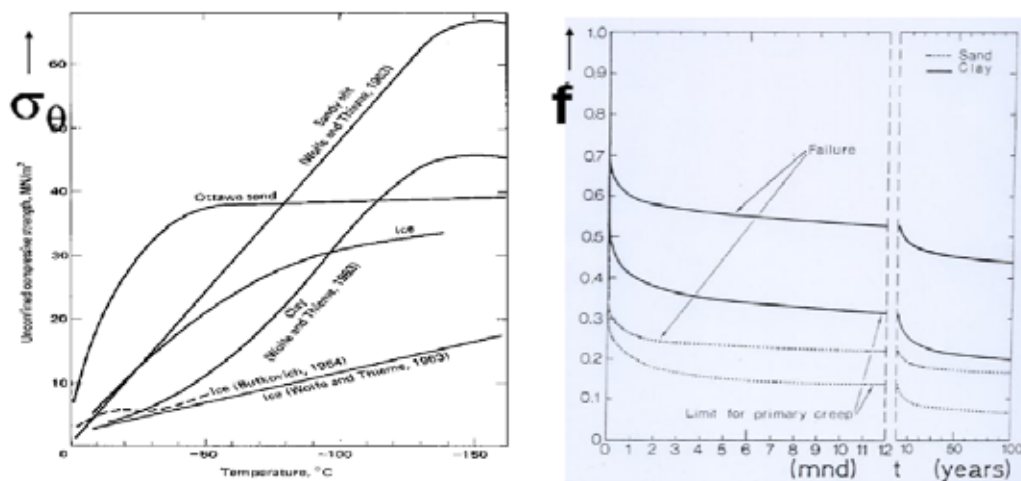
$$\sigma_d = \frac{\sigma_\theta \cdot f}{\gamma_M}$$

σ_d = dimensjonerende trykkstyrke

σ_θ = referansestyrke ved temperaturen θ (temperaturavhengig)

f = mobiliseringsgrad (tidsavhengig) = forholdet mellom aktuell spenning og referansespenningen ved samme temperatur

γ_M = partialfaktor for materialegenskap (prosjektavhengig), $1.2 < \gamma_M < 2.0$



Figur 1-10-1 Venstre: Trykkstyrkens temperaturavhengighet (Sayles 1966). Høyre: Mobiliseringsgradens tidsavhengighet. Både overgangen mellom primær- og sekundært krep (limit for primary krep) og overgangen mellom sekundær- og tertiært krep er vist (failure). (ref. 1)

Referansestyrkens temperaturavhengighet finnes ved å utføre et par enaksiale trykkforsøk ved forskjellige temperaturer (konstant deformasjonshastighet på 1 %/min.), se Figur 1-10-1 til venstre. Internasjonal referansetemperatur er -10°C .

Hvor stor andel av referansestyrken som kan utnyttes finnes så ved å kjøre noen krepforsøk ved samme temperatur. Krepforsøk utføres med konstant belastning der deformasjon som funksjon av tiden registreres. I Berggrens krepmodell er det overgangen mellom primær- og sekundærkrep som definerer krepstyrken. (Se ref. 1 for formelgrunnlag ved forsøkstolking av deformasjonsparametre.)

Dersom ikke treaksiale forsøk utføres, kan en anta at skjærfastheten er lik halve trykkstyrken ($\tau_d = \sigma_d/2$), og med litt varsomhet kan strekkstyrken antas å være i størrelsesorden en tredel av trykkstyrke. For friksjonsmaterialer kan attraksjonen betraktes som temperatur- og tidsavhengig (se over) mens friksjonen er som for det ufrosne materialet.

1.10.2.3 Dimensjoneringsprinsipper

Om mulig, kan det lønne seg å utnytte den høye trykkstyrken til frossen grunn ved å konstruere en trykkbue for eks. som støttehvelv, sjakt eller tunnel. Nødvendig frosttykkelse i en sirkel eller bue kan da uttrykkes som:

$$T \geq r \cdot \left[\varepsilon \frac{p_g}{\sigma_d} - 1 \right]$$

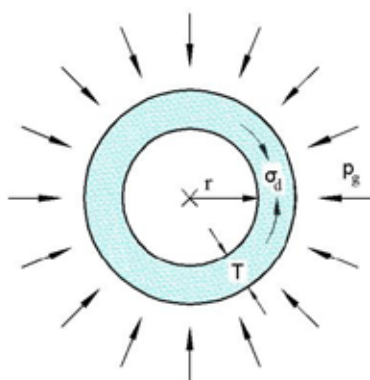
der

p_g = utvendig jordtrykksbelastning

σ_d = dimensjonerende trykkstyrke

r = innvendig radius

T = nødvendig tykkelse av trykkringen



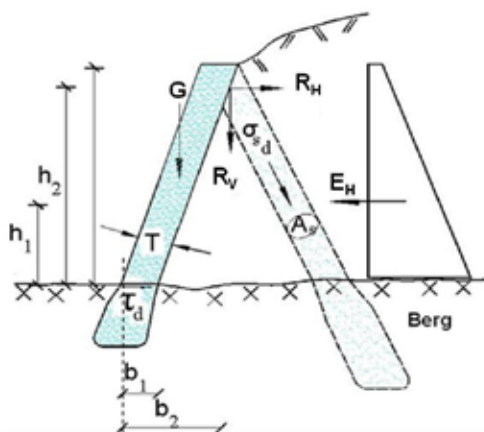
Figur 1-10-2 Prinsipp tegning av trykkbue.

Ved plane støttekonstruksjoner er oftest skjærkapasiteten τ_d dimensjonerende for tykkelsen av frostkonstruksjonen T. Denne finnes fra horisontal kraftlikevekt, som uten forankringsstag uttrykkes som:

$$T = E_H / \tau_d$$

Momentlikevekt om tå (i figur 1-10.3 der frostkonstruksjonen blir innspent i berg) vil gi størrelsen på eventuell nødvendig forankringskraft eller nødvendig helning for å unngå forankring. Forankringen kan utføres som frosne sylindere med strekkkapasitet i selve sylindren, $\Sigma(\sigma_{sd} \cdot A_s)$, og innspenning i berg, eller som friksjonsone langs ytterkant av frostsylindrene i løsmasser.

Forankringen kan utføres som rene løsmassestag der kreftene tas opp som friksjon rundt den frosne sylindren, eller ved stag i berg som strekkkapasitet i frostsylindren.



- E_H = resulterende jordtrykksbelastning
- G = vekt av frostvegg
- T = nødvendig tykkelse på veggen
- b_1 = horisontalavstand fra tå til tyngdepunkt
- b_2 = horisontalavstand fra tå til forankringspunkt
- h_1 = høyde fra tå til jordtrykksresultant
- h_2 = høyde fra tå til forankringspunkt
- σ_{sd} = dimensjonerende strekkstyrke
- A_s = tverrsnittsareal av frostforankring
- R_H = horisontalkomponent av forankringskraft
- R_V = vertikalkomponent av forankringskraft

Figur 1-10-3 Prinsipp tegning av plan konstruksjon.

Dimensjonering av en frostkonstruksjon som en bjelke, er det vist i referanse 4.

1.10.3 Utførelse

1.10.3.1 Boring

Fryserørene monteres i grunnen der det skal dannes en frostkonstruksjon. De installeres i hull som vanligvis bores med foringsrør, gjerne ved hjelp av brønnboringsrigger med senkeborutstyr. Nøyaktig boring og kunnskap om endelig plassering er svært viktig. Avviksmåling av alle hull er derfor vanlig.

1.10.3.2 Rørsystem

Fryserørene er koaksiale for å sikre at væsken strømmer helt inn i enden på røret før den snur og kommer tilbake mellom de to rørveggene. Ventiler regulerer strømmingen i fryserørene. Mellom fryserørene og kuldeaggregatet eller nitrogentank går det tilførselsrør med større diameter. Disse bør være så korte som mulig for å redusere varmetilskuddet.

1.10.3.3 Lakefrysing

Ved lakefrysing benyttes kuldeaggregat som normalt sirkulerer lake med temperatur ned til $-40\text{ }^{\circ}\text{C}$. Kuldeaggregater kan være komplett montert i en container. Alternativt må anlegget bygges opp på stedet i et dertil egnet maskinrom. Ved bestilling av nye anlegg må det beregnes at byggingen av kuldeanlegget tar minimum 4-5 mnd. Kuldeaggregatet drives med elektrisk energi og det kjøles med vann, luft eller en kombinasjon.

1.10.3.4 Nitrogenfrysing

Ved nitrogenfrysing benyttes kondensert nitrogen, som ved atmosfæretrykk har en fordamningstemperatur på $-196\text{ }^{\circ}\text{C}$. Nitrogenforbruket kan bli stort, og nitrogenkondensatet (LIN) mellomlagres vanligvis i tank som fylles fra tankbil. Det er lite rigging og ikke behov for elektrisk kraft. Ved større prosjekt må leveringskapasiteten kontrolleres.

1.10.3.5 Temperaturkontroll

Termoelementer for kontroll av temperaturkrav og oppfølging av fryseprosessen plasseres i egne borehull. Termoelementene kobles vanligvis til skriver for en kontinuerlig registrering. Registreringene sammenholdes med de termiske beregningene.

1.10.3.6 Nedfrysing

Nødvendig frysetid er avhengig av de temperaturkrav som settes til frostkonstruksjonen ved dimensjonering, egenskapene til de massene som skal fryses og hvordan fryseutstyret dimensjoneres. Varmeledningsevne, varmekapasitet og vanninnhold i massene er viktige parametere ved beregning av frysetid. På grunn av høyt vanninnhold, vil nedfrysingstiden i bløte leirer være lengre enn i andre masser med mindre vanninnhold, f. eks. friksjonsmasser.

1.10.4 Kontroll

Arbeid	Utført av	Kontrollmetode	Avviksbehandling
Dimensjonering	Geotekniker	Evt. laboratorieforsøk på frosset materiale, evt. kontrollberegning	Ny dimensjonering
Konstruksjonsgjennomgang	Geotekniker	Kontrollerer krav og forutsetninger	Ny dimensjonering evt. annet tiltak
Boring	Boreselskap	Borprotokoll, avviksmåling	Nytt eller ekstra hull
Montering	Montører	Trykkprøving	Tette/bytte rør
Start frysing	Kuldetekniker	Klarsignal fra oppdragsgiver	Reparasjon, vente
Ferdig frosset: Frigraving av konstruksjon	Geotekniker	Sammenligne temp. målinger med termiske beregninger	Vente, flere rør
Vedlikeholdsfrysing	Kontrollør	Loggbok og inspeksjon, temp. måling	Varsle, evt. tiltak
Stopp frysing	Geotekniker	Inspeksjon	Oppdragsgiver
Demontering	Montør	Visuell kontroll	Evt. tiltak

Figur 1-10- 4 Eksempel på kontrollplan

Eksempel på kontrollplan for å sikre rett kvalitet er vist i tabell Figur 1-10- 4.

1.10.5 Spesielle forhold

1.10.5.1 Miljø

Lakefrysing foregår i lukket system, der verken saltlaken eller kuldemediet kommer i berøring med omgivelsene. Saltlaken består vanligvis av kalsiumklorid og vann.

Nitrogenfrysing foregår i et åpent system der gassen som utvinnes fra luft, slippes tilbake til atmosfæren. Ettersom luft/oksygen fortrenses ved utslippsstedet, skal man være oppmerksom på kvelningsfare og benytte oksygenmålere.

Grunnfrysing er en miljøvennlig metode som ikke forurensar det ytre miljø

1.10.5.2 Tekniske forhold

Ved nedfrysing er det viktig å være klar over varmekilder, særlig strømmende vann.

Man må videre være klar over at opptiningen normalt tar meget lengre tid enn nedfrysingen slik at eventuelle telehivskader/tinesetninger først vil opptre lenge etter at frysingen er avsluttet. I tillegg til å vurdere potensielt telehiv og telesetninger, må en også nøye vurdere stabilitetsforholdene ved opptiningen (pga. midlertidig reduksjon i skjærfasthet i bløte leirer (Forhåndsstabilisering med kalk/ sement kan være en løsning, eventuelt injisering i opptiningsfasen.)

Det er fullt mulig å støpe direkte mot frostkonstruksjoner, se f. eks. ref. 5, Oslofjordtunnelen, der det ble benyttet sprøytebetong på frostkonstruksjon med $-30\text{ }^{\circ}\text{C}$.

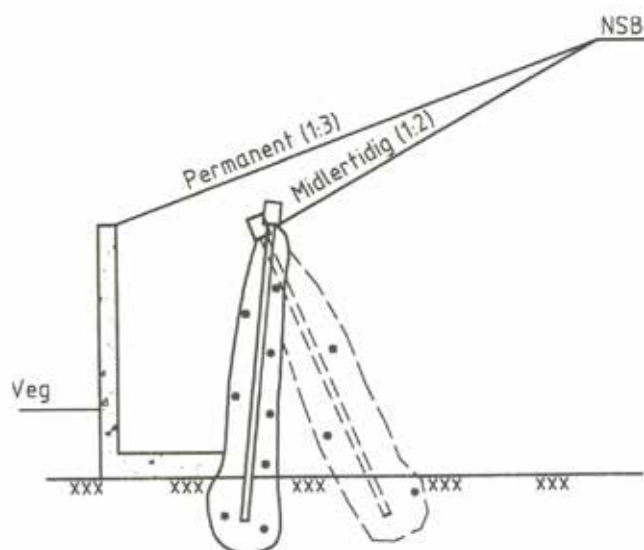
1.10.6 Prosjekteksampler

1.10.6.1 Støttevegg for E 18, Eidangerhalvøya

For E18 over Eidangerhalvøya i Telemark er grunnfrysing benyttet til en midlertidig støttevegg mot en jernbanetrase. Etter at den midlertidige støtteveggen var etablert med frysing ble skjæringen utgravd og deretter ble den permanente plasstøpte støttemuren bygd.

Figur 1-10-5 viser en prinsipptegning av løsningen.

Kostnadene for denne løsningen var sammenlignbare med tilsvarende for en midlertidig spuntvegg. I tillegg var dybden til bergoverflaten svært vekslende og det var delvis overheng, noe som ville vanskeliggjøre spuntløsningen og gitt mulige åpne rom mellom spunt og berg. Figur 1-10-6 viser prosjektet under utgraving av den midlertidige støtteveggen.



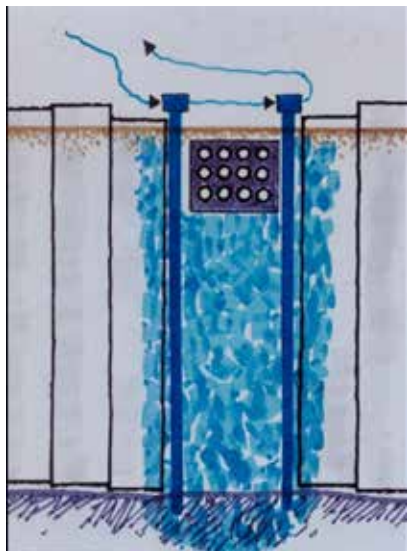
Figur 1-10-5 Prinsipptegning for midlertidig og permanent støttemur E18 Eidangerhalvøya, Telemark.



Figur 1-10-6 Utgraving for midlertidig støttevegg. (foto: A L Berggren)

1.10.6.2 Stabilisering av leire under kabelkanal, Oslo

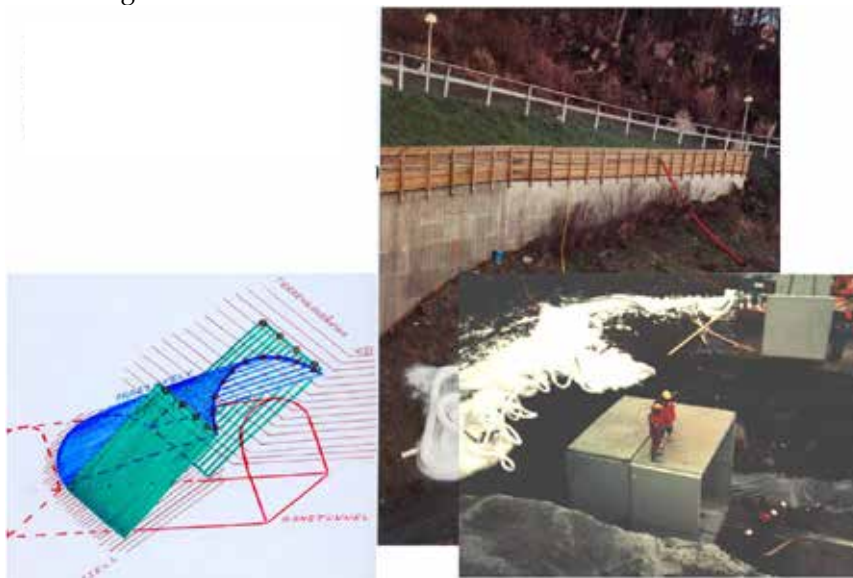
Figur 1-10-7 viser eksempel på hvordan grunnfrysing kan kombineres med andre metoder. Slike små raske oppgaver som vist i figuren egner seg dessuten spesielt godt til nitrogenfrysing ettersom det krever lite rigging og ingen strømtilkobling.



Figur 1-10-7 Stabilisering av leire under kabalkanal i spuntåpning, Oslo (Foto A-L Berggren)

1.10.6.3 Vanskelig geometri rundt tunnelpåhugg

Figur 1-10- 8 viser løsning for et tunnel under en vei og en løsmassefundamentert støttemur. På skissen til venstre ser en frosthvelvet (blått) og de skråstilte veggene (grønne) som holder løsmassene på plass mens det graves ut og støpes fra bergtunnelen og ut til møte med ferdigelementene.



Figur 1-10- 8 Frysestabilisering av løsmasser over tunnelpåhugg under støttemur, Hamang, Akershus.
(Foto A-L. Berggren)

I løpet av en helg ble det gravd opp, fundamentert, heist på plass ferdigelementer og tilbaketylert slik at veien igjen kunne taes i bruk

1 .10.7 Referanser

- (1) Berggren A.L., Engineering creep models for frozen soil. Dr.ing Thesis NTH.(1983)
- (2) Furuberg T., Grunnfrysing som hjelpemiddel til å etablere veggtunneler gjennom bløt leire-forstudie. SINTEF rapport STF69 F91015 (1991)
- (3) Hermann S., Korte trafikk-tunneler i løsmasser - oppsummering av erfaringer. NGI rapport 522567-5.(1992)
- (4) Berggren A-L., Frostkonstruksjonen i Oslofjordtunnelen. Fjellsprenningskonferansen (20) 1999.
- (5) Andreassen F., Oslofjordtunnelen – Erfaringer fra frysing og driving gjennom fryseseonen. Fjellsprenningskonferansen (18) 1999.
- (6) Frost i jord, Publikasjon nr. 109, Teknologivdivisjonen, Vegdirektoratet, Oslo 2007.

1.11 Dypkomprimering

1.11.1 Generelt

Dypkomprimering er en felles betegnelse for jordforsterkningsmetoder, hvor jorden blir komprimert til stor dybde (inntil 40 m). Metodene er aktuelle der det er avsetninger med løst lagrede masser til store dybder. Til nå er det spesielt i kystsoner ved utvinning av nytt land at dypkomprimering har vist seg å være en konkurransedyktig metode. Dypkomprimering er først og fremst egnet i friksjonsjordarter der man ønsker å forbedre jordens egenskaper slik at man oppnår:

- øke bæreevnen
- reduserte setninger
- minsket permeabilitet

I veiledningen er de to vanligste dypkomprimeringsmetodene beskrevet:

- Dynamisk dypkomprimering med fallodd
- Dypvibrering
- Vibroflotasjon
- Vibrosonder

I tillegg er metoder som dypkomprimering ved sprengning og komprimeringspeling nevnt kort.

Veiledningen gir en kort beskrivelse av de to første metodene, deres funksjon, forutsetninger og hvilke resultater en kan forvente.

Mer utfyllende litteratur om metoden er beskrevet i blant annet (ref.1) og (ref. 2).

1.11.2 Dynamisk dypkomprimering med fallodd

1.11.2.1 Generelt

Komprimering med fallodd er den mest anvendte dypkomprimeringsmetoden fordi den kan utføres på de fleste jordarter, inkludert inhomogene usikre masser. Metoden har vært kjent siden 1930 tallet hvor lodd ble sluppet fra en viss høyde på terrenget for å oppnå en komprimering. Siden 1970 tallet har metoden blitt videreutviklet mer systematisk. Spesialutstyr har blitt utviklet og det er gjort forsøk på å analysere virkningene av komprimeringen.

Metoden brukes over hele verden og er meget vanlig i blant annet USA, men har ikke fått noe omfang i forbindelse med vegbygging i Norge så langt.

Metoden vil i hovedsak være anvendelig:

- ved etablering av ny fylling der det ikke er mulig å legge ut og komprimere lagvis f.eks. ved fylling i sjø eller vann.
- der eksisterende masser/fylling skal komprimeres med best mulig dybdevirkning

Komprimeringseffekten som oppnås vil være avhengig av blant annet:

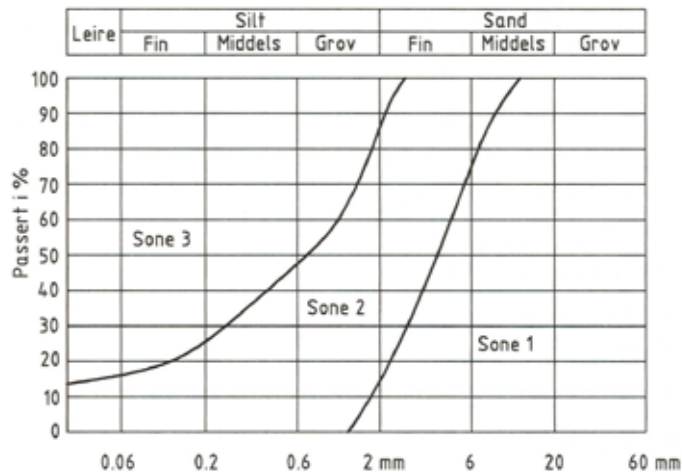
- Falloddets tyngde
- Falloddets tverrsnitt
- Fallhøyde
- Antall overfarter
- Avstand mellom hvert komprimeringspunkt
- Antall dropp i hvert punkt
- Jordens egenskaper
- For- og etterarbeid

Ved utlegging av ny fylling bør målet være å få minst like god komprimering (volumreduksjon) som ved lagvis utlegging og komprimering med valse.

1.11.2.2 Dimensjonering

- Egnethet i forskjellige masser

Det er utviklet (ref. 2) en oversikt over brukbarheten i forskjellige typer masser i forbindelse med dynamisk komprimering. Det vises til Figur 1-11- 1 der sone 1 angir de mest egnede massene for en økonomisk utnyttelse av metoden. Sone 3 viser siktekurven for de massene hvor metoden ikke anbefales, spesielt hvis de er tilnærmet vannmettet. Sone 2 er masser som vil være i grenseområdet for økonomisk utnyttelse av metoden. Disse massene vil kreve flere omganger med komprimering. Poretrykket må utjevnes mellom hver omgang.



Figur 1-11-1 Egnethet av masser ved dynamisk komprimering

- Bestemmelse av energi pr loddslipp for å få tilstrekkelig dybdevirkning. Energien som overføres til jorden bestemmer influensdybden til komprimeringen. Maksimal dybdevirkning av komprimeringen er:

$$D = k \cdot \sqrt{G_f \cdot H} \text{ (m)}$$

der:

G_f = falloddets masse i tonn

H = fallhøyde i meter

k = konstant

k er vanligvis i området 0,4-0,8 og er økende med jordas kornstørrelse. I forbindelse med den hittil største jobben i Norge, på Kollsnes, viste målinger en k -verdi på mellom 0,8 og 1,0 for sprengsteinsfylling.

- Totalt tilført energi pr. fyllingsvolum for å oppnå en viss volumreduksjon.

Det er ofte vanlig med en relativ stor avstand mellom punktene i startfasen med en fortløpende etter hvert. Komprimeringen i hvert punkt fortsetter inntil kraterdybden ikke øker eller er tilstrekkelig avtagende. Kratrene fylles for hver overfart.

Hver omgang med komprimering fører til en redusert porøsitet i jordmassene og en poretrykkøkning dersom massene har et høyt finstoffinnhold. I oppholdet mellom to omganger med komprimering utjevnes poretrykket med en påfølgende skjærfasthetsøkning. For hver omgang oppnås det en forsterkning av jordmassene som gradvis minker til det ikke er teknisk/økonomisk å fortsette. Dette må bestemmes ut fra forsøk før eller i startfasen av prosjektet.

- Virkning på omgivelsene

Metoden kan påvirke omgivelsene i form av vibrasjoner og deformasjon på nærliggende konstruksjoner. Størrelsesorden vil ofte være sammenlignbar med peiling.

Svingningshastigheten kan beregnes ut fra forskjellige modeller. I (ref.3) angis følgende verdi:

$$V = 7 \left\{ \frac{\sqrt{G_f \cdot H}}{r} \right\}^{1,4} \quad (\text{cm/s})$$

der:

r = radiell avstand i meter H = fallhøyde i meter

G_f = falloddets masse i tonn

1.11.2.3 Utførelse

Metoden er meget enkel og består i hovedsak av en kran og et fallodd. Vanlige fallhøyder er 10-15 meter, men helt opp til 40 meter er kjent. Det anbefales ofte en spesialbygget kran som har kapasitet til større fallhøyder enn 15 meter.

Det er forskjellige metoder for hvordan loddet slippes bl.a.:

- Loddet følges av wire for opptrekk
- Utløsningsmekanisme (mekanisk eller elektromagnet)

Selve falloddet er vanligvis laget av armert betong, stålplater som er buntet sammen eller massivt stål. Vanlig loddtyngde er 100-200 kN, men lodd helt opp til 2000 kN har vært anvendt.

Loddfasongen bør være:

- Grunnflaten bør være horisontal og mest mulig symmetrisk om vertikalaksen.
- Høyden må ikke være så stor i forhold til grunnflaten at loddet lett velter.
- Grunnflaten må ikke være så stor i forhold til høyden slik at kraterkanten kommer for nære nærmeste naboslagpunkt.
- En bør unngå kanter for å redusere slitasjen.

Et ideelt lodd vil ut fra dette være sylindrisk med geometri som er tilnærmet $H = 1,25 D$.

Komprimeringen utføres med en eller flere overfarter ved at falloddet slippes i et på forhånd bestemt mønster, vanligvis kvadratisk eller triangulært. For hver overfart slippes loddet et visst antall ganger, vanligvis maksimalt 10 ganger pr. punkt. I Figur 1-11-2 er det vist et eksempel fra dypkomprimering på Kollsnes.



Figur 1-11-2 Dypkomprimering, Kollsnes. (Foto: Noteby)

1.11.2.4 Kontroll

Oppfølging under utførelsen av arbeidene bør omfatte:

- Penetrasjon ved prøvekomprimering
- Endelig kraterdybde i f.eks. 10% av punktene
- Profilering i rutenett utført før og etter komprimering, eventuelt også før og etter oppfylling
- Densitetsmålinger og korngradering før og etter dypkomprimeringen
- Kontrollveiing av lodd

For å dokumentere komprimering/volumreduksjon kan det også utføres:

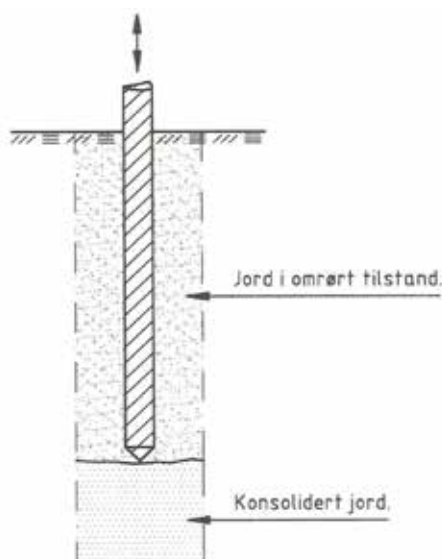
- Platebelastningsforsøk
- Seismiske målinger før og etter komprimering
- Setningsmålinger på ulike nivåer
- Pressiometerforsøk
- Dillatometerforsøk

De siste to gjelder for finkornige masser.

1.11.3 Dypvibrering

1.11.3.1 Generelt

Dypvibrering er en fellesbetegnelse på dypkomprimeringsmetoder hvor jorda ved hjelp av en sylindrisk stålsonde utsettes for vibrasjoner med eller uten vannspyling.



Figur 1-11-3 Dypvibrering (prinsipp)

Dypvibrering er i all hovedsak beregnet på naturlig avsatte jordarter som består av sand. I friksjonsjordarter fører vibrasjonene til poreovertrykk med påfølgende reduksjon av skjærfastheten. I omrørt tilstand vil jorden opptre som en tung væske hvor jordpartiklene synker og inntar en ny, stabil og tettere lagring

1.11.3.2 Vibroflotasjon

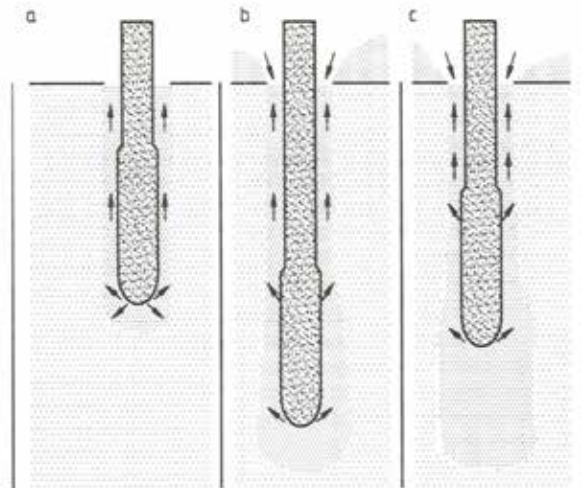
- Utførelse

Vibroflotasjon er en metode hvor en sylindrisk sonde føres ned i jorden til maksimal dybde med vannspyling og vibrasjon. Komprimeringen skjer under opptrekkingen hvor vibrasjoner genereres av en vibrator plassert i nedre del av sonden. Sonden dras opp etappevis i intervaller på 30-60 cm og holdes i hvert nivå i 30-60 sekunder med komprimering og vannspyling slik at jorden blir vannmettet.

Når jorden er komprimert øker motstanden og effektbehovet. Stømførbildet eller oljetrykket som benyttes til å drive vibratoren, gir en indikasjon på når jorden er ferdig komprimert.

Tilbakefyllingsmasser (størrelsesorden 500 l/m) tilføres fortløpende slik at de tomrom

som sonden etterlater seg når den skal dras opp fylles. Tilbakefyllingsmassene skal generelt være så grove som mulig, men må ikke kile seg fast mellom sonden og den omkringliggende jorda. Denne metoden omtales som «Toppmatings-metoden».



Figur 1-11- 4 Tilbakefylling med grove masser (vibroflotasjon).

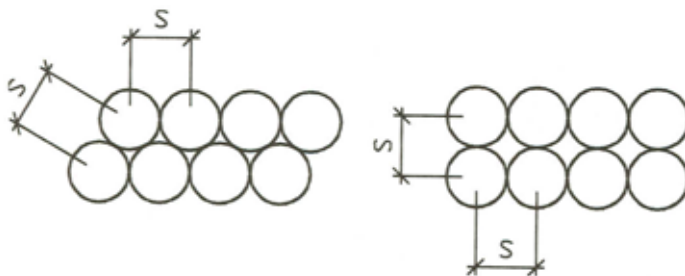
Vibroflotasjon kan også utføres i masser over grunnvannstanden ettersom man oppnår en vannmetning av massene under tilførsel av vann.

- Dimensjonering

Påvirkningen fra vibroflotasjon på omkringliggende jord har en influensradius på i størrelsesorden 1–3 m. For å oppnå en jevn komprimeringseffekt over et område, utføres vanligvis komprimeringen i et kvadratisk eller helst et likesidig triangelmønster. Antall «stikk» (n_s) innenfor et gitt areal (A) blir i henhold til figur 13.5.

$$n_s : A/S^2 \quad \text{Kvadratisk mønster}$$

$$n_s : 1,15 \cdot A/S^2 \quad \text{Likesidig triangelmønster}$$



Figur 1-11- 5 Komprimeringsmønster

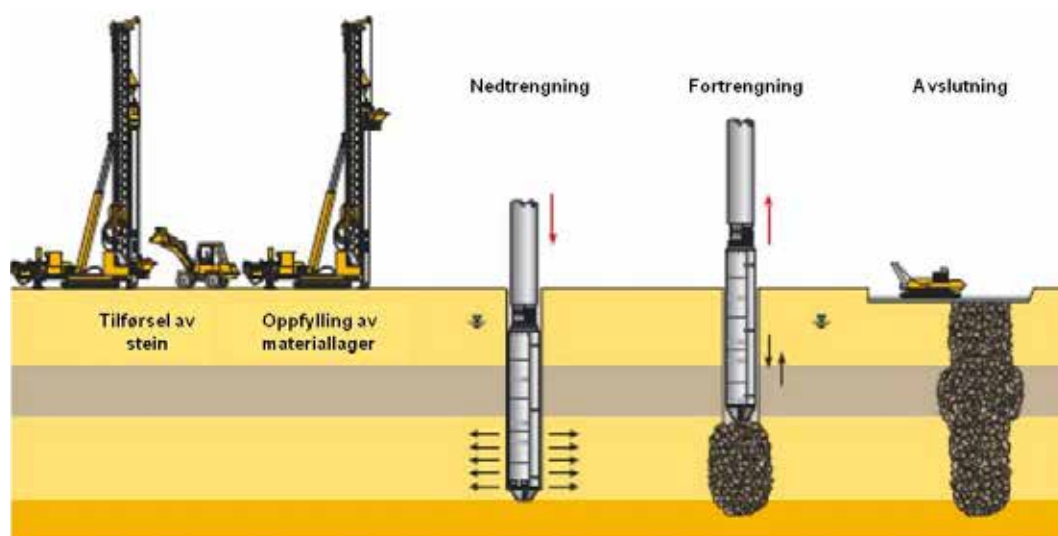
Komprimeringsarbeidet utføres vanligvis i 2 omganger - først i et glissent mønster påfulgt av en fortetting.

Vibroflotasjon gir ingen komprimering de øverste meterne. Det vil derfor ofte være nødvendig med en annen type komprimering i toppen.

Kapasiteten til utstyret er avhengig av jordart og utstyr, men normalt vil dagskapasiteten være mellom 100 og 500 m. Dette bør normalt kontrolleres i et prøvepunkt før kapasiteten bestemmes.

1.11.3.3 Steinsøyler («Stone Columns»)

Vibroflotasjon kan også utføres i leire og silt med en variant hvor det sylindriske hulrommet fylles med friksjonsmaterialer slik at man får en grus- eller steinsøyle i jorden. Denne vil i prinsippet kunne fungere som en pel med en begrenset evne til å bære last. I denne sammenheng benyttes i prinsippet to metoder. Enten «Toppmatings-metoden omtalt ovenfor eller «Bunnmatings-metoden». Sistnevnte metode er illustrert på Figur 1-11- 6. Her fylles en beholder på riggen med steinmasser. Beholderen heises opp i tårnet på riggen og forbindes med vibratoren gjennom et tilførselsrør slik at steinmassene kan føres direkte ned til spissen av vibratoren. Prosessen startes så ved at vibratoren føres ned i grunnen til ønsket dybde under vibrering. Steinmasser fylles så på etter hvert som vibratoren trekkes opp og etterlater en søyle av pakkede steinmasser. Ved denne metoden benyttes ikke vannspyling og dermed elimineres behovet for å samle opp og ta vare på materialer som ellers transporteres ut med spylevannet. Metoden kan anvendes ned til dybder på noe over 20 m. I tillegg til økt bæreevne vil en også kunne oppnå reduserte setninger og et raskere tidsforløp.

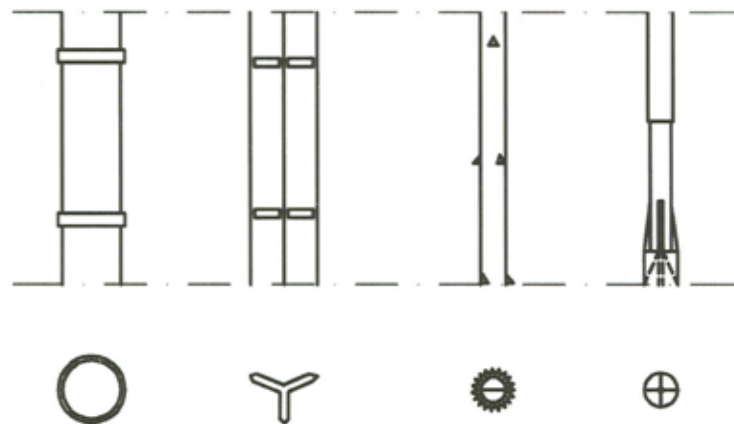


Figur 1-11- 6 Prinsippskisse for installasjon av Steinsøyler (Stone Columns)

1.11.3.4 Vibrosonder

Bruken av vibrosonder er i prinsippet en metode for å overføre vibrasjoner til jordmassene slik at komprimeringssonen økes. Felles for vibrosondeutstyret er at det fra en stamme utgår forskjellige former for ujevnheter.

Det finnes en rekke forskjellige vibrosonder i bruk rundt om i verden. Et utvalg er vist i Figur 1-11-7.



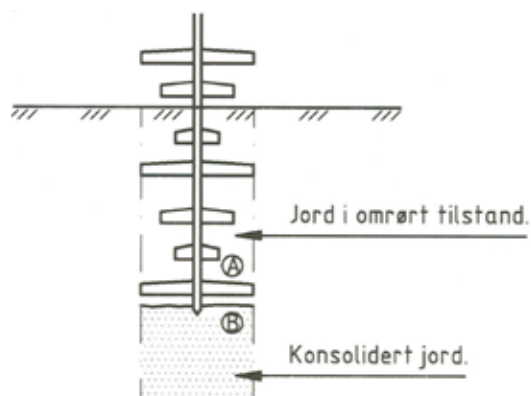
Figur 1-11-7 Forskjellige typer vibrosonder

- Utførelse

Vibrovingen er så langt den mest anvendte sonden i Norden. Den består av et langt stålrør påsveiset et antall vinger som er ca. 1 meter lange og sitter parvis med 0,5 m avstand.

Vibrosondene har ingen påmontert vibrator men drives isteden ved hjelp av et vanlig vibrolodd på sondens topp. Til forskjell fra vibroflotasjon tilføres ikke vann under komprimeringsarbeidet. Metoden er derfor kun egnet under grunnvannstanden.

Komprimeringsarbeidet utføres ved at sonden stegvis dras opp med vibrering hele tiden. Vanligvis dras sonden opp 1-3 m og komprimeres på hvert nivå mellom 1 og 15 minutter. Finstoffinnholdet vil øke komprimeringsarbeidet. Optimal dybde og tid for komprimeringsarbeidet må bestemmes ved et prøvepunkt. Vibrovinge er vist på Figur 1-11-8.

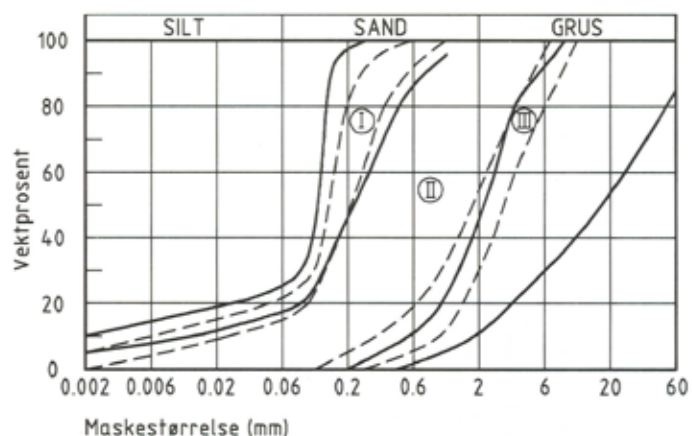


Figur 1-11- 8 Vibrovinge(prinsipp) - Dimensjonering

Komprimeringsarbeidet utføres etter samme mønster som beskrevet for vibroflotasjon, men avstanden mellom hvert punkt bør ikke overstige 1–2 m. Influensradien avhenger av jordens egenskaper og grunnvannstanden.

I hovedsak er dypvibrering egnet i sand og grusmaterialer. Forekomst av finstoff ($d \leq 0,06$ mm) har en negativ innvirkning på resultatene.

Figur 1-11- 9 angir 3 soner hvor jorden er mer eller mindre komprimerbar (ref. 4). Sone 2 angir de mest egnede massene for dypvibrering. Sone 1 er normal for finkomige masser for dypvibrering, mens sone 3 er komprimerbare masser som man ofte vil kunne løse mer økonomisk med andre metoder. De stiplede linjene indikerer overgangssonen.



Figur 1-11- 9 Brukbarhet av massene - Påvirkning på omgivelsene

Dypvibrering forårsaker sjelden omlagring av jord med påfølgende setninger i en avstand på mer enn 3 m fra sonden og svært sjelden i en avstand tilsvarende komprimeringsdybden.

Vibrasjoner fra dypkomprimering kan påvirke nærliggende konstruksjoner, men dempingseffekten er relativt stor.

Erfaringer viser at overførte rystelser vil være mindre enn for pelearbeid med samme avstand.

Det bør måles vibrasjoner i prøvepunkt på forhånd.

1.11.3.5 Kontroll

Det er mange usikkerheter knyttet til en kontroll av endrede egenskaper av jordmassene når tidligere nevnte metoder har vært bruk. Den beste kontrollen ser ut til å være en kombinasjon av en fortløpende deformasjonskontroll og metoder som CPT og dilatometer for å påvise den økte lagringsfastheten.

Det har også vært benyttet forskjellige seismiske metoder for å dokumentere den økte lagringsfastheten.

1.11.4 Andre metoder

- Dypkomprimering ved sprengning

Komprimering er et resultat av rystelser fra sprengning av ladninger under terreng i varierende dybder.

- Komprimeringspeling

Dette er en metode som kan egne seg for løst lagret humusfri sand. Trepeler rammes med en viss avstand ned i grunnen som skal komprimeres. Komprimeringseffekten er et resultat av massefortrenging og vibrasjoner fra rammingen.

1.11.5 Prosjekteksempel

1.11.5.1 Dypkomprimering for Bergen Postterminal Utdrag av (Ref 6)

- Innledning

I Bergen ble det i 1984 utført omfattende anleggsarbeider i et lite vann. Norges største dypkomprimeringsutstyr på det tidspunktet ble brukt for å lage en fundamentfylling for

Bergen Postterminal. For første gang i Norge ble seismisk kontrollutstyr benyttet. Målinger og beregninger tyder på at framtidige setningsdifferanser vil bli små.

- Utførelse

Normalt opparbeides en kvalitetsfylling på tørt land ved lagvis utlegging av sprengstein og komprimering med tung vibrovalse. I dette tilfellet lå imidlertid størstedelen av fyllingen under vann. Dynamisk dypkomprimering med fallodd ble derfor valgt.

Metoden går i korthet ut på å slippe et tungt lodd fra stor høyde ned på terrenget i et rute-mønster, og deretter gjenta prosessen til komprimeringskravet er oppfylt. Ut fra fyllingens dybde ble tomten delt i to områder, og krav til fallenergi ble satt til 1000 kNm/slag for område syd og 3200 kNm/slag for område nord.

Entreprenøren valgte å nytte en 125 tonns fagverkskran og et 16 tonns støpejernslodd. Med dette utstyret ble nødvendig fallhøyde 7 m for område syd og 20 m for område nord.

Innledningsvis ble det komprimert i rutenett 4 x 4 m for hele tomten og med 8 slag pr. punkt. Deretter ble det komprimert i sekundærnett 2 x 2 m med 8 slag pr. punkt på område syd. På område nord ble det komprimert to overfarer med nett på 3 x 3 m og 6–8 slag pr. punkt og deretter et fjerde rutenett over deler av tomten.

- Komprimering

Før oppstart av komprimeringen var fyllingen lagt ut med overhøyde. Nivelleringen før og etter komprimering viste synk av overflaten på mellom 0,35 til 1,5 m, hvilket tilsier en volumreduksjon på ca 12 %. Synken i selve slag-gropene var selvfølgelig vesentlig større. Etter 8 slag ble det målt opptil 1,9 m dype kratre.

- Kontroll av komprimering med seismikk

For å måle effekten av komprimeringen ble det for første gang i Norge utført en type seismisk kontroll. Bølgeforplantingen fra slag med falloddet ble målt ved horisontale og vertikale akselrometre i tre profiler på det dypeste partiet på område nord. Målingene ble gjort i to omganger, før påbegynt komprimering og etter at det var rammet i tre overfarer på området. Sammenholdt med data fra platebelastningsforsøk på andre steinfyllinger, tilsa målingene at statisk E modul fra fyllmassene ved de aktuelle belastninger fra framtidig bygg er øket fra 22 MPa før komprimeringen til 90–110 MPa etter komprimeringen, dvs. en økning på 350–400 %.

Før komprimeringen ble fyllingens densitet målt i en oppgravd sjakt. Porøsiteten ble målt til ca 30 %. Sammenholdt med målt volumreduksjon under komprimeringen tilsier dette at den dypkomprimerte steinfyllingen har en porøsitet på 20 %. Disse tallene angir en meget høy pakningsgrad for fyllingen og lavere porøsitet enn oppnådd med tradisjonell komprimering. Ved dambygging er det oppnådd porøsiteter ned mot 26 %.

1.11.6 Referanser

- (1) Jendeby L., Jordforsterkning - dypkomprimering. Chalmers tekniske høyskole. Göteborg, 1993.
- (2) Welsh J.P. (ed.), Soil improvement. A Ten Year Update. Geotechnical Special Publication No. 12. ASCE N.Y. 1987.
- (3) Mayne, P. et al: Ground response to dynamic compaction. J. Geotechnical Engineering (ASCE) 1984, vol 110, no 6, pp 757-774.
- (4) Brown R.E., Vibratory methods of deep compaction. Soil improvement seminar, New York 1987.
- (5) Hansbo S., Jordforsterkning. Chalmers tekniska Högskola, 1990.
- (6) Veseth A., Dypkomprimering for Bergen Postterminal, Bygg 1984.
- (7) Mitchell J.K., Soil improvement - State of the art report. ISSMFE 1981.
- (8) Stordal, Simonsen. Dypkomprimering av steinfylling i Njupsvikene på Kollsnes. Geoteknikkdagen 1993.
- (9) Jendeby L., Jordforsterkning - dypkomprimering. Chalmers tekniske høyskole. Göteborg, 1993.
- (10) Mayne et al, Ground response to dynamic compaction. ASCE Vol 110, 1984.
- (11) Brown R.E., Vibratory methods of deep compaction. Soil improvement seminar, New York 1987.
- (12) Hansbo S., Jordforsterkning. Chalmers tekniska Högskola, 1990.

1.12 Andre metoder

1.12.1 Generelt

Det er også utviklet andre metoder som kan benyttes til grunnforsterkning, enn de som er nevnt i forgående kapitler. Disse omfatter bl.a.:

- Elektrosmose
- Saltbrønner

1.12.1.1 Elektrosmose

Dette er en metode som kan anvendes for å øke fastheten og påvirke setninger i leire ved å redusere vanninnholdet. Prinsippet går ut på å påføre leirmassene et spenningsfelt ved å sette ned stålstenger i leira og kople disse til en likestrømskilde. Porevann vil da strømme fra den positive elektroden (anoden) til den negative (katoden) og vannet kan ledes vekk fra denne. Dette kalles for elektrosmose. Gradienten som settes opp, kan langt overstige normale hydrauliske gradienter. Da permeabiliteten i norske leirer er lav, vil det likevel ta lang tid å få ut større vannmengder slik at ønskede fashetsøkninger oppnås. I tillegg må områdene hvor elektrosmose skal benyttes inngjerdes av sikkerhetsgrunner da nødvendig strømstyrke er stor og metoden blir også kostbar. Metoden er anvendt for noen prosjekter i Norge på 1960 og -70-tallet. For mer informasjon vises det til referanselisten.

1.12.1.2 Saltbrønner

Metoden kan benyttes til å påvirke egenskapene til leire ved å påvirke leiras saltinnhold. Ved bruk av saltbrønner hvor sylindriske hull boret i leirmassene fylles med salt, utnyttes saltets evne til å diffundere utover i uforstyrret leire rundt selve saltstrengen. Det er i første rekke mineralenes ionebyttekapasitet og porevannets konsentrasjon og art av ioner som er av betydning. Forskjellige salter vil ha ulik effekt. Det er særlig flytegrensen som påvirkes ved tilføring av salt slik at leirens plastisitet økes. Resultatet blir da en øket skjærfasthet og sterkt redusert sensitivitet. Setningsømfintligheten blir også redusert pga. en forkonsoliderings-effekt. Metoden kan benyttes for å sikre stabiliteten av vegfyllinger og skjæringer når grunnen består av bløt og kvikk leire. Diffusjon tar imidlertid svært lang tid, og bruk av denne grunnforsterkningsmetoden betinger at man har ett til to år til rådighet før forsterkningen må være effektiv.

Saltbrønner er lite brukt både nasjonalt og internasjonalt. I Norge har metoden vært anvendt i praksis to ganger på begynnelsen av 70-tallet ved motorveganlegget Djupdalslinjen i Oslo. Det ble i disse tilfellene benyttet kaliumklorid ut fra en vurdering av oppnådd effekt i forhold til kostnader. Saltinnkjøp og installasjonsarbeider utgjorde omtrent like store andeler. For mer informasjon se referanselisten.

1.12.2 Referanser

- (1) Eggestad Å., Metoder for grunnforbedring. NIF-kurs «Forbedring av byggegrunn - metoder og muligheter». Oslo 1985
- (2) Føyn T., Elektrosmose. NIF-kurs «Stabilisering av byggegrunn». Oslo 1977
- (3) Hansbo S., Jordforsterkning. Chalmers tekniska högskola. Göteborg 1990.
- (4) Mitchell J., Soil improvement. State-of-the-art report. Proc. 10. ICSMFE Vol. 4. Stockholm 1981.
- (5) Moum J., Elektrosmose - virkning og anvendelse innen geoteknikken. NGF - foredrag. Oslo 1967.
- (6) Eggestad Å., Metoder for grunnforbedring. NIF-kurs «Forbedring av byggegrunn - metoder og muligheter». Oslo, 1985.
- (7) Janbu N. og Madhus P.A., Forsterkning av kvikkleire ved elektrolyse. NGM Linkøping 1984.
- (8) Moum J., Sopp O.J. og Løken T., Stabilization og undisturbed quick clay by salt wells. NGI publikasjon nr. 81. Oslo 1968.
- (9) Nordisk vegteknisk forbund, Veg på svak grunn. NVF utvalg 31, rapport nr. 6. Oslo 1983.
- (10) Sem H., Dypstabilisering med salt. NIF-kurs «Stabilisering av byggegrunn» Oslo, 1976
- (11) Welsh J.P. (ed.), Soil improvement. A Ten Year Update. Geotechnical Special Publication No. 12. ASCE N.Y. 1987.
- (12) Hansbo S., Jordforsterkning. Chalmers tekniska Hogskola, 1990.
- (13) Mitchell J.K., Soil improvement - State of the art report. ISSMFE 1981.

2 Fyllinger

2.0 Innledning

2.0.1 Estetikk og landskapstilpasning

Landskapsmessig er det viktig at veglinja er tilpasset terrenget slik at skråningsflatene i størst mulig grad harmonerer med de øvrige terrengformer i landskapet. Det må sørges for gode overganger til eksisterende terreng.

Høye fyllinger kan være krevende landskapsestetisk, spesielt i sjø og strandsoner. Vegetasjonsetablering er alltid aktuelt på fyllingsskråninger for å dempe det visuelle inntrykket i forhold til områdene rundt. Det vises til kapittel 3 Skråninger.

2.0.2 Forundersøkelser

Ved prosjekteringen skal det være utført grunnundersøkelser med relevante metoder og i et slikt omfang at man har faglig dekning for å vurdere setnings- og stabilitetsforholdene for fyllingen. Det vises her til håndbok 016; Geoteknikk i vegbygging (ref. 3) og til håndbok 151; Styring av utbyggingsprosjekter (ref. 4). Konsekvenser av dette med hensyn til behov for eventuelle tiltak skal være vurdert og dimensjonert på grunnlag av undersøkelsene. Aktuelle tiltak kan være motfyllinger, lette fyllmasser eller grunnforsterkning.

For prosjektering og kontroll av arbeider med høy geoteknisk vanskelighetsgrad og meget alvorlig skadekonsekvens skal det benyttes geoteknisk kategori 3 i henhold til NS-EN 1997-1 Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler (Ref. 6).

Løsmasser som skal benyttes i fylling skal undersøkes på forhånd mht. omfang og brukbarhet av massene. Det vises til punkt 225 i håndbok 018; vegbygging (ref. 2). Til dette benyttes prøvegraving og prøvetaking i kombinasjon med sonderboringer og geologiske/geotekniske vurderinger.

2.0.3 Kvalitetssikring

Krav til kvalitetsplanen for arbeidene er gitt i kapittel 3 i håndbok 018; Vegbygging (ref. 2). Arbeidene skal planlegges og gjennomføres slik at man oppnår kvalitetskravene gitt i Vegnormalene og i prosjektgrunnlaget. Oppnådd kvalitet skal dokumenteres. Dersom prosjektgrunnlaget er mangelfullt, uklart eller uhensiktsmessig kan det være ønskelig/-nødvendig å endre utførelsen i forhold til plangrunnlaget. Dette skal utføres med en systematisk avviksbehandling i hvert enkelt tilfelle. Dette er viktig både med sikte på en riktig konsekvensvurdering i det aktuelle prosjektet, og tilbakeføring av erfaring for senere prosjekter. Nedenfor er det gitt eksempel på et skjema for avviksbehandling (se Figur 2-0- 1).

Kontroll av geoteknisk prosjektering ved høy vanskelighetsgrad og meget alvorlig skadekonsekvens skal utføres i henhold til geoteknisk kategori 3 som angitt i NS-EN 1997-1 Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler (Ref. 6).

Kvalitetssikring for underbygning er gitt i kapittel 203 i håndbok 018. Det skal legges vekt på å utføre terrenginngrep med god tilpasning til eksisterende miljø. Der grunnforholdene er vanskelige, skal skjæringsdybden og fyllingshøyden søkes begrenset, slik at spesielle sikringstiltak ikke blir for omfattende. Der naturlig terreng har liten sikkerhet, skal sikring vurderes i tidlig planfase selv om inngrepet i seg selv er av beskjedent omfang. Ved vurdering av tiltak for å motvirke setninger bør det legges særlig vekt på å unngå setningsforskjeller.

For å oppnå kvalitetskravene bør følgende forhold tillegges stor vekt i produksjonsplanleggingen:

- Materialvalg
- Tidspunkt for utførelse
- Utstyr tilpasset materialer og årstid

For dokumentasjon av utført kvalitet skal følgende registreres (minimumsdokumentasjon):

- Forundersøkelser av betydning for fremtidige forhold
- Hvor det er grunnforsterket og type grunnforsterkning
- Utkilinger dybde/lengde
- Representative kvalitetsdata fra store fyllinger
- Materialkvalitet
- Komprimering (middelverdi)
- Spesielle løsninger/forhold

Grunnlegger AS Avviksmelding

Til: Statens vegvesen	Fra: Grunnlegger AS	Avviksmelding nr.: 24 Dato: 20.08.2007 - revA
Avtale / prosjekt: 12345678 Hovedveg		
Avviksbeskrivelse: Det er oppstått trapp i EPS i lengderetningen. Ca pr. 6527 (overlevert geom.kontroll juni07)		
Årsak til avvik (tid, kvalitet, kos:nader): Etter legging av EPS fra nevnte profil og sørover ble det avdekket at EPS lå lavt i midtdeler grunnet feil laserbruk. Da utlegging ble gjenopptatt fra pr 6527 og nordover ble denne høydefeilen kompensert ved å legge leca mellom EPS-lagene for å komme opp i rett høyde.		
Sign.: EA	Dato: 17.09.07	Frist for årsaksanalyser: ok
Konsekvenser (tid/framdrift/kvalitet/kostnad): Ingen konsekvens for BH.		
Sign.: EA	Dato: 20.08.07	Frist for planlegging: ok
Forslag til tiltak: Det må støpes slik at det blir min 100mm med betong på øverste "trinn" - (tykkelse på avl.plata)		
Sign.: EA	(ansv.) Dato: 20.08.07	Frist for gjennomføring: Ved støp
Byggherrens merknad til foreslåtte tiltak:		
Godkjent utført tiltak - Byggherre/underskrift:		Tiltak utført - Utførende/Prod./underskrift:
Sign:	(ansv.) Dato:	Sign: EA (ansv.) Dato: 20.08.07

Mottatt 18 sept. f.o
Ønsker å få en skisse over hvordan blokkene er bygd opp fra bunn. Det for å vise hvor leca ligger.

Figur 2-0-1 Eksempel på skjema for avviksbehandling.

2.0.4 Rensk

Nytteverdien av matjord tilsier at det ofte er behov for å fjerne den med tanke på annen bruk. Videre er det rent teknisk et behov for å fjerne vegetasjon og humusholdige masser under en fylling der dette kan gi problemer med hensyn til stabilitet og/eller setninger. Det er således generelle krav i Vegnormalene om at under fyllinger skal trær, busker og kratt kuttes ned til terrenget og fjernes fra området. Videre skal alle stubber som ligger nærmere profilhøyden enn 3 m graves opp og fjernes. Når det benyttes fyllmasse som krever lagtykkelser på mellom 20 og 60 cm, skal stein (på terreng) større enn lagtykkelsen fjernes i veglinja.

Matjord skal skaves av terrenget under fyllinger som er lavere enn 3 m, samt under fyllinger hvor terrenget heller 1:6 eller brattere i vegens tverretning. Matjord skal også fjernes i slakere terreng under fyllinger der det er særlig strenge krav til stabilitet eller setninger, for eksempel en fylling som skal bære et brufundament. Matjord fjernes også under fyllinger høyere enn 3 m der hvor det kan forårsake spredningsbrudd. Dette må vurderes av geoteknisk sakkyndig.

For grastorv, skogstorv og myr i lagtykkelse mindre enn 0,3 m, gjelder de samme krav som for matjord. Ved fundamentering på tykkere avsetninger av torv eller humusholdige masser skal framgangsmåten vurderes av geoteknisk sakkyndige i hvert tilfelle.

Matjord bør behandles i samsvar med planlagt etterbruk. Det innebærer blant annet at den bør lagres slik at den ikke blir komprimert. Den skal lagres løst i hauger, med maksimal høyde 1,5 m, dersom den antas å bli liggende mer enn ett år før bruk.

Dersom oppfyllingsarbeidene skal foregå på vinterstid, skal det legges ut frostisolasjon etter matjordavdekking og avretting for å unngå tele i grunnen ved oppfylling.

2.0.5 Fyllingsfot i skrånende terreng

I Vegnormalene stilles det krav om etablering av fyllingsfot i tverrskrånende terreng, i tillegg til fjerning av matjord og andre bløte løsmasser. Manglende eller dårlig utført fyllingsfot og fortanning vil gi dårlig kontakt med de underliggende masser og dårlig støtte for komprimering ved oppbygging av fyllingen. Dette vil ofte gi seg utslag i sig og setninger i fyllingen med ujevnheter og sprekker i vegbanen som resultat. Det kan også sette stabiliteten av hele fyllingen i fare.

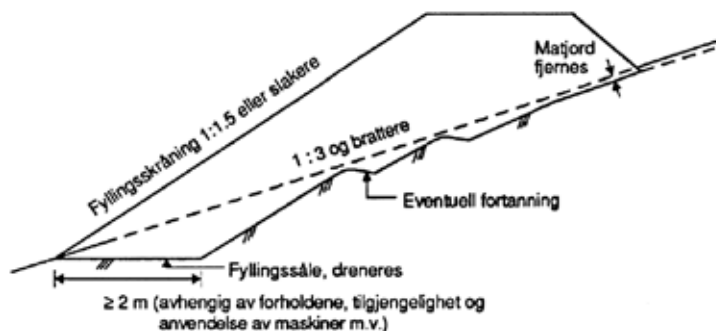
For tilløpsfyllinger til bruer må det stilles tilsvarende krav i bruas lengderetning som det gjøres i tverretning for ordinære vegfyllinger. Se også kapittel 2.0.10 og 2.3.

Kravene til fyllingssåle er gjengitt nedenfor:

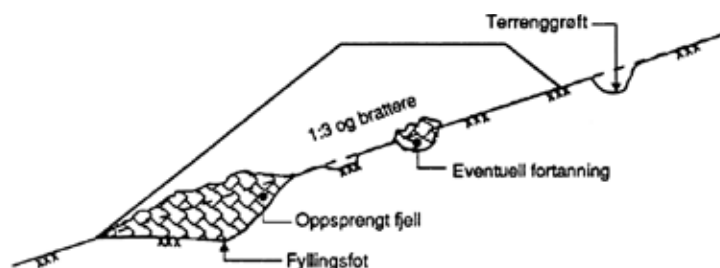
Når terrenget skråner 1:3 eller brattere i vegens tverretning skal det tas ut en såle i foten av fyllingen, se Figur 2-0- 2. For fyllinger som slår ut i vann må det treffes spesielle tiltak for å sikre fyllingsfoten, se Kap. 2.3.4.

Dersom undergrunnen består av fast lagrede kohesive jordarter (leire), kan det i tillegg graves ut fortanninger lenger oppe i terrenksråningen.

Der forholdene ikke tillater lagvis oppfylling ved utlegging av steinfyllinger, kan det graves en minst 0,5 m dyp grøft som fortanning ved fyllingsfoten. Grøften skal ha avløp.



Figur 2-0- 2 Fyllingsfot ved lagvis utlegging og for steinfylling ved utlegging fra tipp

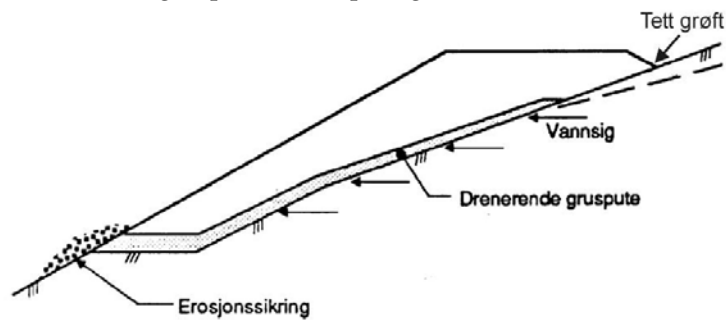


Figur 2-0- 3 Fyllingsfot i bergterreng

I bergterreng skal fyllingsfoten sprenges ut. Når bergoverflaten er glatt bør det også sprenges fortanning. Dette kan gjøres ved at man sprenger opp horisontale renner og lar de oppsprengte massene bli liggende, se Figur 2-0- 3.

Hvis fyllingen skal legges ut på grunn som er vannførende, vil en kunne få erosjon av grunnmaterialet under fyllingen. Dette er spesielt et problem når fyllingen legges ut på skrått terreng, eller der det er problemer med overvann. Dette forholdet må vurderes spesielt med tanke på drenering og erosjonssikring.

I tillegg til terrenggrøfter og annen kontroll av overvann, kan det være nødvendig å samle grunnvannsuttrekk i pukkstrenger eller drengrøfter. I tverrskrånende terreng (brattere enn 1:3) med finkornige masser, der hvor oppbløting kan føre til siging eller undervasking av fyllingen, skal det legges ut en drenerende gruspute. Ved utlegging av drenerende gruspute må det også sikres mot erosjon der vannet renner ut under fyllingen og videre nedover skråningen. Grusputa avsluttes i god avstand fra veggrøfta, normalt minst 5 m unna. Grøfta bør ha tett bunn (leire eller membran) for å hindre vann i å trenge inn i fyllinga. Prinsippet for drenerende gruspute er vist på Figur 2-0- 4.

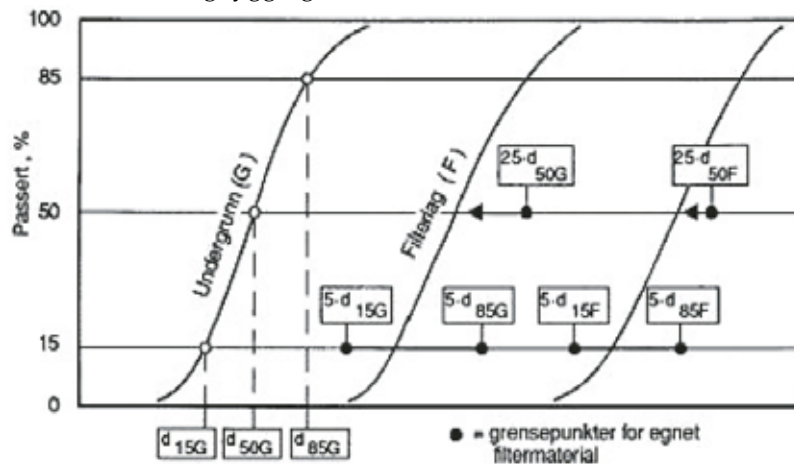


Figur 2-0- 4 Gruspute under fylling i tverrskrånende terreng.

Filterkriteriene skal ivaretas for å sikre mot tetting av sand-/grusputa. Filterlaget skal tilfredsstille filterkriteriene både mot undergrunnen og mot overliggende lag. For at filtermaterialet skal bli vesentlig bedre drenerende enn materialet i grunnen bør følgende være oppfylt:

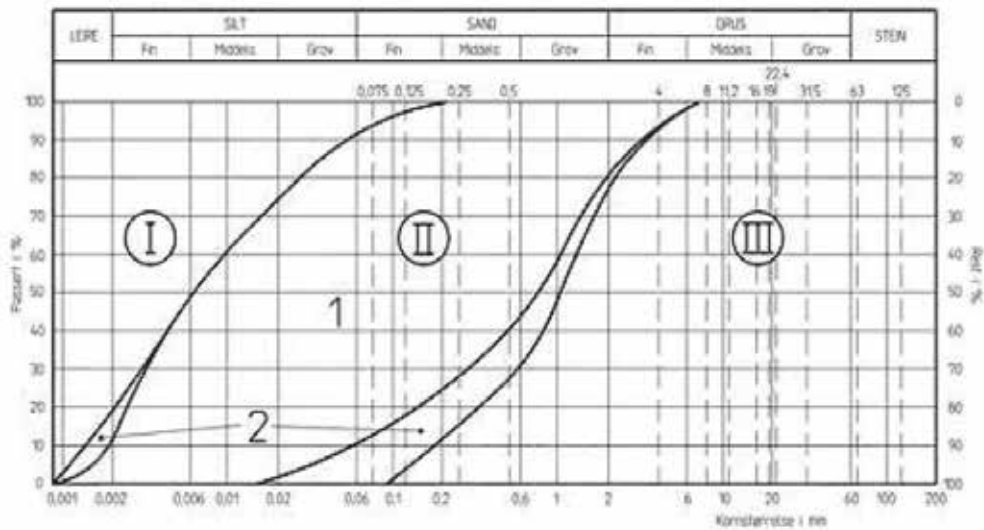
$$d_{15(\text{filter})} / d_{15(\text{undergrunn})} \geq 5 \text{ og dessuten bør } d_{15(\text{filter})} / d_{85(\text{undergrunn})} \leq 5 \text{ og } d_{50(\text{filter})} / d_{50(\text{undergrunn})} \leq 25$$

Minst 50 % av filtermaterialet bør være større enn 2 mm. I Figur 2-0- 5 er det vist passende valg av filtermasser i forhold til massene i undergrunnen. For videre detaljer vises det til kap. 521 i håndbok 018; Vegbygging (ref. 2).



Figur 2-0- 5 Valg av filtermaterialer ut fra filterkriteriene

I stedet for filtermateriale kan det også brukes fiberduk. Krav til fiberduk for dette formål er vist på Figur 2-0- 6 og Figur 2-0- 7.



Forklaring:

- 1 Filterteknisk vanskelig grunn
- 2 Genseområder

Filter mot materialer med korngradering som faller innenfor grensekurvene i kornfordelingskurven (område II), skal dimensjoneres spesielt.

Figur 2-0- 6 Grensekurver for materiale med spesielle krav til dimensjonering av fiberdukfilter (etter NS 3420 I4 : 1999)

Kornfordelings-område	Materiale	Hydrauliske krav til fiberduk	
		Poreåpning O_{90} (mm)	Hastighetsindeks V_{H50} (M/S)
Område I	Kohesiv jord (leire, leirig silt, kohesiv blandingsjord)	$O_{90} < 0,15$	$> 0,003$
Område II	Grus og grovsand	$O_{90} < 0,15$	$> 0,003$
Område III	leire	$O_{90} < 10d_{50}$ og $O_{90} < 2d_{90}$	$> 0,003$
	Silt	$O_{90} < d_{90}$	$> 0,003$
	Annet ^{1) 2)}	$O_{90} < 10d_{50}$ og $O_{90} < 2d_{90}$	$> 0,003$

- 1) For jordarter med kornkurve som er oppadrettet konkav anbefales $O_{90} < d_{30}$
- 2) For gapgraderte jordarter anbefales $O_{90} < d_g$, der d_g er minste kornstørrelse i fraksjonen som mangler

Forklaring:

- O_{90} er dukens karakteristiske åpningsstørrelse målt i henhold til NS-EN ISO 12956
- d_{50} er den kornstørrelse som 50 % av jordprøven passerer
- d_{90} er den kornstørrelse som 90 % av jordprøven passerer

Figur 2-0- 7 Filterkriterier for fiberduk (etter Ref. 11).

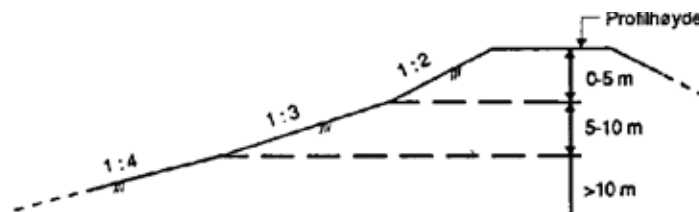
2.0.6 Fyllingsskrånninger

Skråningshelningen skal tilpasses jordartens stabilitetsegenskaper og erosjonsforholdene. Dersom det er tvil om stabilitetsforholdene, skal det foretas geotekniske undersøkelser for å fastsette skråningshelningen. Figur 2-0- 8 og Figur 2-0- 9 viser de største skråningshelninger som skal benyttes.

Materialer	Største skråningshelning
Stein	1: 1,25 1)
Grus	1:1,5
Sand	1:1,5
Finsand/silt	1:2
Leire	Se Figur 2-0- 9

1) Fylling av sprengt stein kan legges med helning brattere enn 1:1,25. Det forutsettes lagvis utlegging og stein med egnet form og størrelse i skråningsflaten.

Figur 2-0- 8 Største skråningshelning for vegfyllinger



Figur 2-0- 9 Største tillatte skråningshelning for leirfylling

Fylling av sprengt stein under vann bør normalt gis helning 1:1,3. Skråningshelningen skal kontrolleres ved profilering eller dykker og eventuelt justeres/utjevnes, for eksempel ved sprengning.

Behov for rekkverk kan unngås ved utslaking av skråningene. Krav til rekkverk i forhold til skråningshelning og fyllingshøyde er gitt i håndbok 231; Rekkverk (ref. 5).

2.0.7 Krav til fyllmassene

Fyllmassene skal ikke inneholde materialer som ved senere nedbrytning kan gi opphav til setninger eller stabilitetsproblemer. Bruk av slike masser i vegfyllinger vil kunne gi seg utslag i setninger som kan pågå over flere år etter at fyllingen er bygget ferdig. Dette innebærer at humusholdige masser (> 3 % glødetap) ikke skal benyttes til oppbygging av vegfyllinger. Videre skal det ikke forekomme snø, is eller teleklumper i massene. I steinfyllinger skal det ikke forekomme frossen jord, snø eller is i slike mengder at det dannes snø- eller islag eller store teleklumper. Snø- og islag skal i slike tilfeller fjernes.

Avhengig av vanninnhold og omrørt fasthet i massene kan leire og silt brukes.

Jord som brukes i fyllinger skal ikke inneholde enkeltsteiner som bygger mer enn $\frac{1}{2}$ av lagtykkelsen under utlegging. For steinfyllinger skal største steinstørrelse i materialene ikke overstige $\frac{2}{3}$ av lagtykkelsen ved utlegging. Den øverste 1,0 m av steinfyllingen skal legges ut som eget lag.

Med hensyn til finstoffinnholdet gjelder de samme krav som til forsterkningslag, se Kapittel 5, Håndbok 018 (ref. 2). Dersom overbygningen er uten forsterkningslag, skal materialene i de øverste 0,2 m også oppfylle de øvrige kravene til materialer i forsterkningslag, jf. dimensjoneringstabellene i Kap. 5 (ref. 2).

2.0.7.1 Vrakmasser, motfylling, deponi

Når vrakmasser plasseres i motfyllinger eller deponier må det sørges for at eventuelle krav til utlegging blir oppfylt. For motfyllinger vil dette særlig gjelde krav til tyngdetetthet og egenstabilitet. Dette innebærer blant annet at større mengder kratt, røtter og annet avfall fra rensk ikke bør plasseres i motfyllinger uten at krav til tyngdetetthet eventuelt kompenseres ved større høyde på motfyllingen. Videre må frosne leir- og siltmasser plasseres innenfor stabile sjeteer (voller, fangdammer), da disse massene blir tilnærmet flytende under tiningen. Erfaringer har vist at slike masser kan være ustabile ved helning så slak som 1:30.



Figur 2-0-10 Ustabilitet i utfylte masser som følge av tining. (Foto: O.H.Hole, Statens vegvesen, Buskerud)

Myrmasse kan også bli tilnærmet flytende ved utfylling i deponi. I tillegg til eventuell stabilisering med sjeteer bør også tetting eller oppsamling av avrenningsvann vurderes.

2.0.8 Krav til utlegging

2.0.8.1 Generelt

Frosne jordmasser skal ikke legges i vegfyllinger.

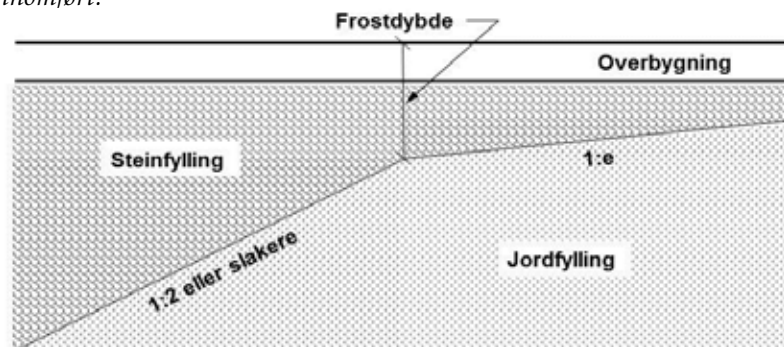
Fyllinger skal legges ut og komprimeres på en slik måte at det ikke oppstår uakseptable egensetninger etter byggetiden, og slik at det oppnås størst mulig homogenitet i horisontal utstrekning.

Krav til tverrfall på fylling i byggefasen er min. 3 %. Ved vannømfintlige, finkornige materialer bør tverrfallet økes til 6 % for å sikre god avrenning.

2.0.8.2 Utkiling

Fyllmasser som gir ulik telehiving, skal skjøtessammen i en kile med stigning 1:e i vegens lengderetning ned til frostdybde (h_{10}) under vegens overflate. Under dette nivå kan overgangen være 1:2 eller slakere (se Figur 2-0-11). Krav til verdier for e er gitt i Figur 2-0-12 og 2-0-13.

NB! Da redigering av foreliggende versjon av Håndbok 274 var i sluttfasen, forelå det forslag om å skjerpe kravet til frostdybde fra h10 til h50 eller h100. Det må derfor kontrolleres om endringer er besluttet gjennomført.

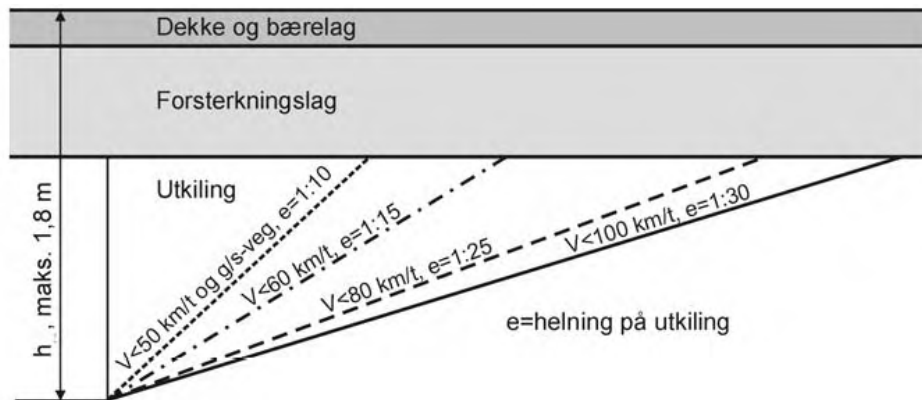


Figur 2-0- 11 Utkiling av fyllingsmasser

Ved overgang fra bergskjæring til telefarlig jord og ved overgang mellom skjæring og fylling i telefarlig jord benyttes samme prinsipp med utkiling. Det vises i denne sammenheng til kap. 512.43 i Håndbok 018.

Skiltet hastighet, km/t	Helning e på utkilingen, maks
≤ 50 og g/s – veger	1:10
60	1:15
80	1: 25
100	1:30

Figur 2-0-12 Krav til helning på utkilingen



Figur 2-0-13 Helning på utkilingen (jfr. Figur 2-0-12)

2.0.8.3 Komprimering

Oppnådd komprimeringsresultat skal dokumenteres i henhold til utarbeidet plan. Minstekrav og toleranser er gitt i Figur 2-0-20 til Figur 2-0-22.

Figur 2-0-14 gir veiledning for lagtykkelse og valg av komprimeringsutstyr og antall passeringer ved utlegging av ulike jordarter i fylling.

Underbygningsmaterial	Konsistens	Komprimeringsutstyr	Statisk linjelast [kN/m]	Masse [tonn]	Lagtykkelse etter komprimering [mm]	Antall passeringer
Sprengt stein	-	Vibrerende vals	> 45		Utlagt på endetipp	10
			> 30		500–2000	5
Grus, sand, selv-drenerende	Bløt	Vibrerende vals	> 30		200–600	4–6
	Tørr	Vibrerende vals	> 30		200–300	6–8
Finsand, silt	Bløt	Beltemaskin		10–20	200	2–4
	Tørr	Vibrerende vals Dumper/-hullaster	> 30	25–70	200	4–6 2–4
Leire, siltig leire	Bløt	Beltemaskin (lavt marktrykk)		10–20	200	2–4
	Tørr	Dumper/-hullaster		40	200	2–4

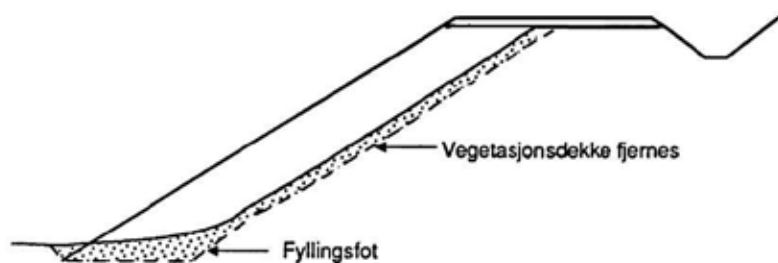
Figur 2-0-14 Komprimering av underbygning (fyllinger)

Krav til antall passeringer kan optimaliseres ved komprimeringsforsøk med setningsnivellement.

2.0.9 Breddeutvidelse

Ved breddeutvidelse av eksisterende veg, slik at den nye vegbanen blir liggende delvis på gammel og delvis på ny fylling i vegens tverretning, må det tas spesielle hensyn, spesielt når ny veg skal ha fast dekke.

Det skal utføres grunnundersøkelser der det er fare for at tyngden av prosjektert fylling kan føre til utglidning, eller hvor det kan oppstå store deformasjoner i undergrunnen.



Figur 2-0-15 Breddeutvidelse av veg

Gammel fyllingskråning og fot under ny fylling skal renskes for vegetasjonsdekke og matjord. Behov for grunnforsterkningstiltak under skråningsfot skal vurderes av geoteknisk sakkyndig.

Fyllmassene skal være lett komprimerbare, velgraderte friksjonsmasser, fortrinnsvis av sprengt stein, se kapittel 2.0.7 og 2.0.8. De skal legges ut lagvis og bør komprimeres i henhold til Figur 2-0-14.

Nødvendig arbeidsbredde for å sikre at ønsket komprimering oppnås, bør vurderes (normalt 3 m).

Det bør tas sikte på å utføre breddeutvidelse bare til en side i tverrprofilet.

2.0.10 Fylling inntil konstruksjoner

Fylling inntil bruer, kulverter og støttemurer betyr i denne sammenheng fylling rundt fundamenter og den del av tilstøtende vegfylling som er skravert på Figur 2-0- .

For å redusere ulempene ved eventuelle setninger i overgang til vegfylling, skal bruer og andre konstruksjoner forsynes med overgangsplate iht. følgende minimumsregler angitt i Håndbok 185 (Ref. 13):

For vegtyper planlagt for hastigheter over 50 km/t, skal det brukes overgangsplate når fyllingshøyden inntil bruenden er større enn 3,0 m. Fyllingshøyden regnes fra overkant (ok) landkarsåle eller setningsfri fast grunn til ok slitelag. Overgangsplaten skal ha en lengde L på minimum 4,0 m målt vinkelrett på oppleggsaksen.

For vegtyper planlagt for hastigheter 50 km/t eller lavere, samt gangveger, kan lengden reduseres til minimum 3,0 m. For øvrig gjelder bestemmelsene foran.

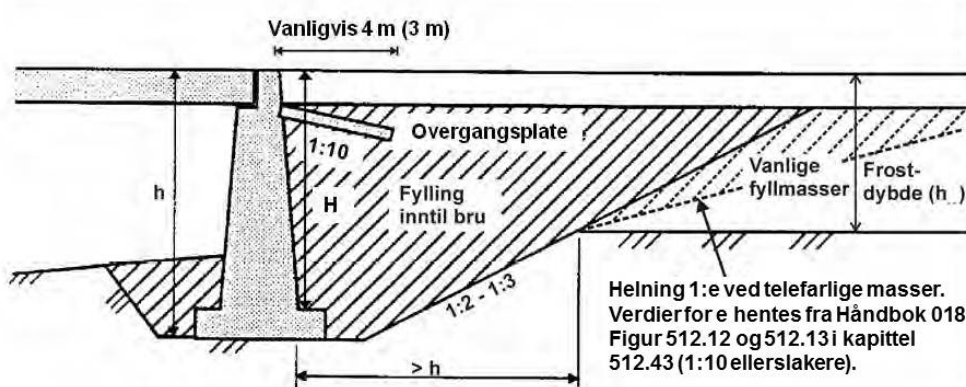
Kravene foran gjelder både tradisjonelle landkar og skivelandkar. Landkarløse bruer skal alltid ha overgangsplater.

Hvis fyllingen inntil en konstruksjon er bygd opp av lette masser (ekspandert polystyren, lettklinker etc.), skal det brukes overgangsplate uansett fyllingshøyde.

Overgangsplater legges med helning 1:10.

For løsmassetunneler, kulverter e.l. med tilnærmet firkanttverrsnitt og veg over, gjelder reglene for den aktuelle vegtype, se foran. Overgangsplaten kan sløyfes når fyllingshøyden, fra ok konstruksjon til ok slitelag, er minimum 1,5 m ved tillatt fartsgrense < 50 km/t og minimum 2,5 m ved tillatt fartsgrense > 50 km/t. Det kreves ikke overgangsplater for tilsvarende konstruksjoner med avrundet tverrsnitt, f.eks. sirkulært eller ellipseformet.

For løsmassetunneler, kulverter og tunnelportaler (trafikk inni løpet), fundamentert på peler eller ved lignende metode, kreves overgangsplate i bunnplatens ender iht. reglene for den aktuelle vegtype, se foran. Høydekravene gjelder fra berg eller setningsfri, fast grunn.



Figur 2-0-16 Fylling inntil bruer

2.0.10.1 Krav til fyllmasser

Bakfyllingen skal utføres med ikke-telefarlige materialer. Større steiner enn 30 cm skal ikke forekomme i massene nærmest konstruksjonen.

Ved telefarlige masser i tilstøtende terreng eller fylling skal det lages en utkiling med helning 1:e i frostsonen (h10) som vist på Figur 258.1. Verdier for e hentes fra Håndbok 018 Figur 512.12 og 512.13 i kapittel 512.43 (1:10 eller slakere).

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

2.0.10.2 Krav til utlegging

Innenfor en avstand lik høyden av konstruksjonen skal bakfyllingen legges opp lagvis og komprimeres med vibrerende plate (for grus/sand maksimum 300 kg) eller lett vibrovals (for sprengt stein maksimum 1,5 tonn). Lagtykkelse og komprimeringsutstyr er avhengig av massetype. Vedrørende komprimeringskrav, se Håndbok 275 Støttemurer (Ref. 12).

Vibrerende komprimering med tungt utstyr (>1,5 tonn) skal ikke utføres nærmere enn 7 m eller en avstand lik murhøyden bak landkar eller ikke-ettergivende forstøtningsmur som ikke er dimensjonert for den økning i jordtrykk som slik vibrering i fyllmassene vil forårsake. Samme forhold gjelder for forstøtningsmur for vegfylling.

2.0.11 Erosjonssikring

Ved oppbygging av fyllinger må det sørges for tilstrekkelig sikkerhet mot skader på grunn av erosjon. Dette gjelder både overflateerosjon av fyllingen og dypereliggende erosjon som kan føre til ustabilitet / utrasing.

Det må også tas hensyn til bekker som renner langs fyllingene, da disse kan erodere betydelig over lengre perioder. Lukking av bekken er den mest permanente løsningen, men de landskapsmessige sidene bør vurderes nøye ved en slik løsning.

2.0.11.1 Sikring mot overflateerosjon

Overflateerosjon oppstår når vann strømmer over en ubeskyttet jordflate, f.eks. ved sterk nedbør, snøsmelting eller utbrudd av grunnvann. Overflateerosjon er et vanlig problem ved skjærings- og fyllingsskråninger.

Erosjon kan være et problem i alle løsmasser brukt i vegfylling, men det er spesielt stort i forbindelse med fyllinger som er bygd opp av ensgraderte finkornige masser. Den vanlig-

ste måten for å sikre denne typen masser mot erosjon er å kle inn skråningene med et annet materiale som motstår erosjon. Dette kan innebære steinplastring, erosjonsnett i tillegg til tilsåing eller beplanting, se kapittel 3.3.

Fyllinger bygd opp av friksjonsjordarter (silt og sand) vil som oftest ikke inneholde humus/organisk materiale. Det kan vurderes tilsetning av et jordforbedringsmiddel i overflaten slik at vekst kan etableres, dersom overflaten skal erosjonssikres ved vegetasjonstablering.

Avrenning fra vegbanen nedover lang skråningsoverflaten kan for eksempel samles opp og føres vekk i nedføringsgrøfter, som vist på Figur 2-0-17.



Figur 2-0-17 Nedføringsgrøfter

Nedføringsgrøfter kan kombineres ved at det anlegges en ca. 10 cm høy asfaltkant på ytterste del av skulderen. Vannet tas ned i skråningen med visse mellomrom i egnede renner, eller tas inn i overvannsgrøfter.

En fordel ved å samle avrenningsvannet er at det blir mulig å rense/filtrere dette, for eksempel med hensyn på tungmetaller.

Forøvrig vises det til kapittel 3.2 der emnet overflateerosjon/overflateglidning er behandlet i detalj.

For sikring av fyllinger i vann/sjø vises det til kapittel 3.5 og håndbok 016; Geoteknikk i vegbygging (ref. 3), Vassdragshåndboka utgitt av Norges Vassdrags- og Energidirektorat (ref. 7) og Kystverkets Molohåndbok (ref. 8).

2.0.12 Oppfylling med poretrykkskontroll

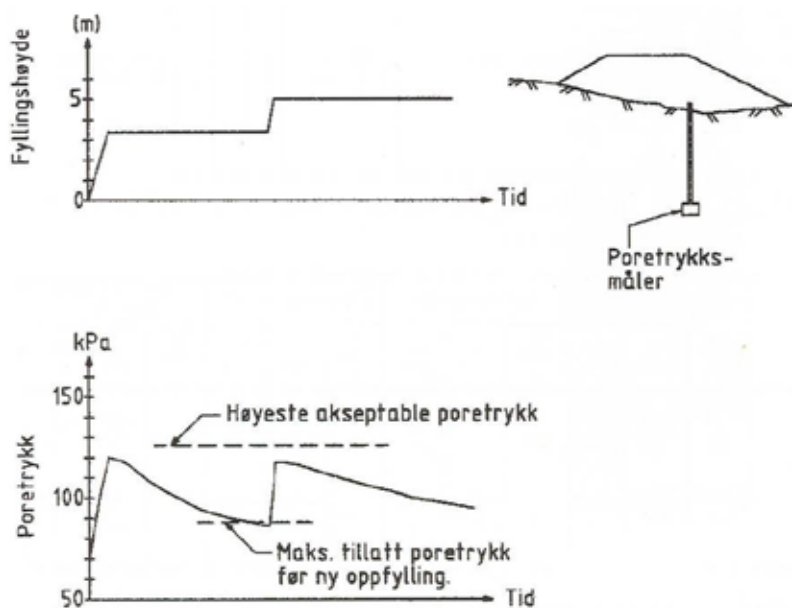
På steder hvor bygging av en vegfylling medfører stabilitetsproblemer, kan oppbygging med poretrykkskontroll være et alternativ til grunnforsterkning eller bruk av lette fyllmasser.

Dette innebærer at det settes ned poretrykksmålere i undergrunnen før oppfyllingen starter. Oppfyllingen skjer trinnvis samtidig som poretrykksoppbyggingen i grunnen måles fortløpende og sammenlignes med beregnede maksimalverdier. Tiden mellom hvert oppfyllingstrinn reguleres av at en del av det oppbygde poretrykket må dreneres ut før videre belastning kan påføres, se Figur 2-0-18.

Denne metoden krever grundig planlegging og oppfølging. Det må på forhånd vurderes hvor lang tid poretrykksutjevningen vil kunne ta, og driftsopplegget på anlegget må være tilpasset slik at den nødvendige tid kan settes av. Videre må det være tett oppfølging med målinger og kontroll mot beregningene.

Grenseverdiene kan fastsettes ved at man setter krav til minimum sikkerhetsfaktor, velger et antall trinn i oppfyllingen og beregner maksimalt tillatt poretrykksnivå for hvert nytt trinn.

Ved oppfylling på leirige masser med poretrykkskontroll må det utvises stor forsiktighet dersom belastningen kommer opp mot tidligere forbelastningsnivå (p_c'). Setninger i leira vil da føre til en reduksjon i massenes permeabilitet.



Figur 2-0-18 Poretrykkskontrollert oppfylling – prinsipp

2.0.13 Kontrollomfang og toleranser

I Figur 2-0-19 til Figur 2-0-22 er det gitt krav til minimum kontrollomfang samt toleranser ved oppbygging av fyllinger.

Kontroll av	Krav til	Kontrollomfang			
		Pr. lengde- enhet m	Minimum antall målinger		Dokumentasjon
			H, S	A	
Skjæring og fylling	- Høyde planum ¹⁾	100 m	5	2	2)
	- Bredde planum	100 m	5	2	
	- Skråninger	100 m	5	2	

H = Hovedveg S = Samleveg A = Adkomstveg

1) Minst 3 målepunkter i hvert tverrprofil

2) Innmålte punkter i profilet skal registreres med tverrprofilnummer og x-, y- og z-koordinater og dokumenteres mot tilsvarende prosjekterte punkter. Differansen mellom det målte og prosjekterte skal framkomme og avvik synliggjøres.

Figur 2-0- 19 Omfang av geometrisk kontroll for skjæringer og fyllinger

Figur 2-0-20 viser minstekrav til kontrollomfang ved oppbygging av fyllinger under stabil drift etter at arbeidene har kommet godt i gang. Figur 2-0-21 og Figur 2-0-22 viser krav og toleranser til komprimering. For komprimeringskrav til leirfyllinger se også kapittel 2.2.

Under oppstartning skal omfanget av kontrollen økes:

- for mindre arbeider
- arbeider under vanskelige forhold
- ved større variasjoner i materialkvalitet
- der kvalitetskravene ikke er oppfylt

Dersom krav til komprimeringskontroll ikke er oppfylt, skal ytterligere komprimering utføres og kontrolleres på ny.

Kontroll av	Kvalitetskrav til	Kontrollomfang			
		Pr. mengde- enhet	Minimum antall prøver		Dokumenta- sjon
			H, S	A	
Utsprengt berg					
- Klassifisering	Materialtype ¹⁾	Hvert lag	V	V	Loggbok ⁵⁾
- Komprimering	Antall passeringer, krav optimaliseres ut fra setnings-nivellement (Figur 256.3, kap. 520.133)	Hvert lag	V		Loggbok ⁵⁾
Friksjonsmasser Grovkornige					
- Klassifisering	Jordartsbestemmelse ²⁾	Hvert lag	V	V	Loggbok ⁵⁾
		10 000 m ³	1 ²⁾	1 ²⁾	Analyseresultat
- Komprimering	Antall passeringer (Figur 256.3)	Hvert lag	V	V	Loggbok ⁵⁾
Friksjonsmasser Selvdrenerende					
- Klassifisering	Jordartsbestemmelse ²⁾	Hvert lag	V	V	Loggbok ⁵⁾
		10 000 m ³	1 ²⁾	1 ²⁾	Analyseresultat
- Komprimering	Ved oppstart: Densitet (Figur 203.3)	Ved start	1	1	Analyseresultat
	Ved drift: Antall passeringer	Hvert lag	V	V	Loggbok ⁵⁾
Silt, leire og leirig morene					
- Klassifisering	Jordartsbestemmelse ³⁾	2000 m ³	1	V	Analyseresultat
- Komprimering	Densitet	Hvert lag	1 ⁴⁾	1 ⁴⁾	Måleresultat
	Lagtykkelse 20 cm	Hvert lag	1	1	Måleresultat

H = Hovedveg S = Samleveg A = Adkomstveg

V Visuell kontroll (hvert lag pr. 150 m fyllingslengde)

1) For berg: Blokkstørrelse, petrografi (visse bergarter)

2) For friksjonsmasser: Korngradering, humusinnhold og vanninnhold: Minst en prøve pr. fylling og for hver 10 000 m³

3) For silt/leire: Vanninnhold, plastisitet og korngradering: Minst en prøve pr. fylling og for hver 2000 m³, ved fet leire kan prøveomfanget reduseres.

4) 5 doble avlesninger med isotopmåler (Troxler)

5) Loggbok skal inneholde følgende: Dato utført arbeid evt. Klokkeslett, sted, lag nr., lagtykkelse, materialtype, utført komprimeringsarbeid, evt. prøvetaking, signatur av utførende/kontrollerende og merknadsfelt

6) Angitt volum gjelder pam3 (prosjektert anbrakte masser)

Figur 2-0- 20 Kontrollomfang for fyllinger

Plassering i fylling	Dimensjonerende krav SP	Densitetsmålinger 5 prøver eller flere		Densitetsmålinger Mindre enn 5 prøver SP
		Middelverdi SP	Enkeltverdi SP	Enkeltverdi SP
0–3 m under traubunn	97 %	Min. 98 %	Min. 93 %	Min. 96 %
Dypere enn 3 m under traubunn	95 %	Min. 96 %	Min. 91 %	Min. 94 %

Figur 2-0- 21 Krav til densitet for friksjonsmasser i fylling (andel av Standard Proctor SP)

Vegtype Toleranse	Hoved- og samleveger (H, S)		Andre veger (A, G/S)	
	Enkeltverdi	Middelverdi	Enkeltverdi	Middelverdi
Høyde (traubunn/planum på løsmasse) - Maks. - Min.	+ 40 mm ¹⁾ - 40 mm ¹⁾	+ 20 mm - 30 mm	+ 60 mm ¹⁾ - 60 mm ¹⁾	+ 30 mm - 50 mm
Høyde (traubunn/planum på steinfylling/bergskjæring) - Maks. - Min.	+ 100 mm ¹⁾ - 100 mm ¹⁾	+ 30 mm - 30 mm	+ 100 mm ¹⁾ - 100 mm ¹⁾	+ 30 mm - 50 mm
Bredde ²⁾ - Maks. - Min.	+ 100 mm ± 0 mm		+ 100 mm ± 0 mm	
Skråning ³⁾	± 150 mm ⁴⁾ ± 300 mm		± 150 mm	

H = Hovedveg, S = Samleveg, A = Adkomstveg, G/S = Gang- og sykkelveg

- 1) Gjelder enkeltpunkter i tverrprofilen
- 2) Horisontalt avvik fra de prosjekterte ytterbegrensningene
- 3) Gjelder jordskråninger
- 4) Gjelder for skråninger 0-5 m under traubunn
- 5) Gjelder for skråninger > 5 m under traubunn

Figur 2-0- 22 Toleranser for geometriske krav til planum (mm) pr. 500 m tofelts ev. 1000 m enfelts veg

Ved ujevne resultater skal kontrollen intensiveres og tiltak vurderes.

Når det gjelder fyllmassene skal det foretas avviksbehandling i henhold til kapittel 03 i Håndbok 018 dersom prøver av massene viser at gjeldende krav ikke er tilfredsstillt.

2.0.14 Dokumentasjon av utført kvalitet

For dokumentasjon av utført kvalitet bør følgende registreres (minimumsdokumentasjon):

- forundersøkelser av betydning for framtidige forhold
- hvor det er grunnforsterket og type forsterkning/utførelse
- utkilinger, dybde/lengde
- representative kvalitetsdata fra store fyllinger
- materialkvalitet
- komprimering (middelverdier)
- spesielle løsninger/forhold

2.0.15 Setninger

Setningsforskjeller på langs og på tvers av vegbanen bør ikke overstige kravene gitt nedenfor i punkt 2.0.15.1 og 2.0.15.2 innenfor overbygningens dimensjoneringsperiode (normalt 20 år).

Justering av veghøyde bør ikke forutsettes innenfor dimensjoneringsperioden om ikke totalkostnaden, inkludert kostnader for nivåjustering, blir redusert.

I vegens lengderetning gjenspeiler setningskravet komfort. Høyere krav kan stilles ut fra estetiske eller driftstekniske grunner (overvannssystem e.l.). På tvers av vegen gjenspeiler kravet trafiksikkerhet.

Vegens over- og underbygning skal utformes med hensyn på setninger slik at forutsatte dremsforhold for overbygningen opprettholdes, og at høydeteranser ellers er oppfylt.

Ved plankryssinger fastsettes krav til setningsforskjeller etter særskilt vurdering.

Det skal tas hensyn til setninger både i undergrunnen og i fyllinger.

Verifisering av at kravene er oppfylt skal skje i henhold til kapittel 2.0.15.3.

2.0.15.1 Setninger på langs

Største tillatte setningsforskjell Δ_s i vegbanen på strekningen L er:

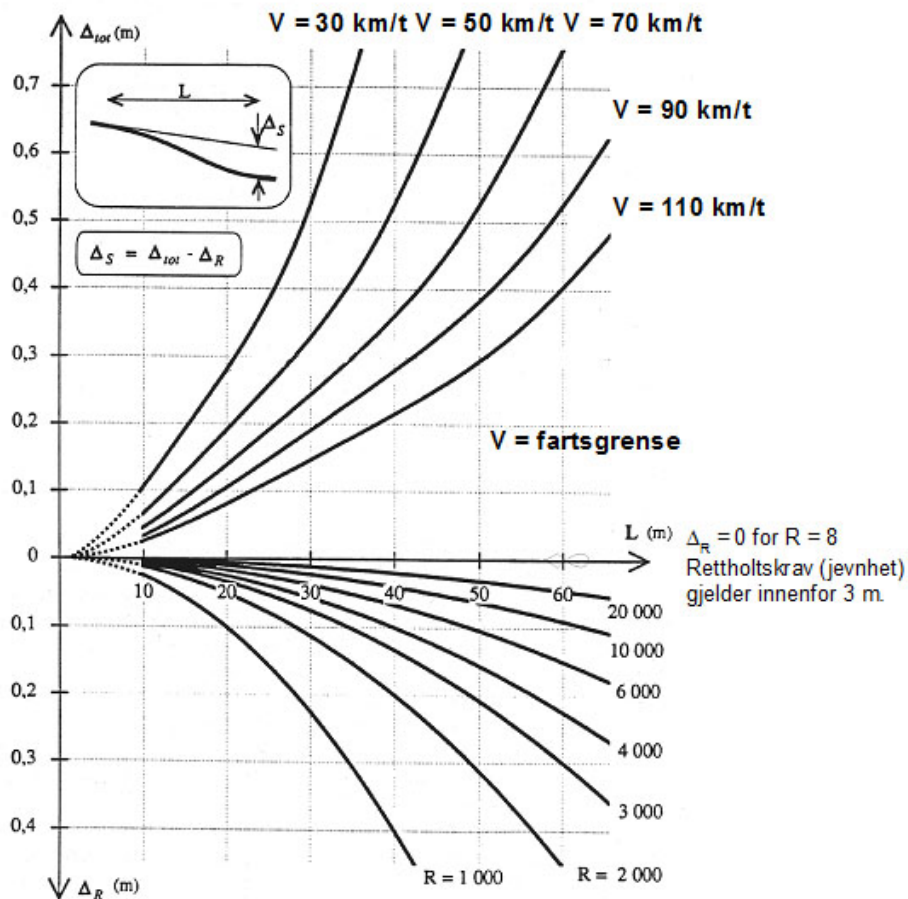
$$\Delta_s = \Delta_{\text{tot}} - \Delta_R$$

der:

L er avstand i lengderetning hvor setningsforskjellen måles, angitt i meter

R er vertikalradius, angitt i meter

Størrelsen på Δ_{tot} og Δ_R framgår av Figur 2-0-23. V i figuren tilsvarer fartsgrense i henhold til Håndbok 017 Veg- og gateutforming (Ref. 1).



Figur 2-0- 23 Største tillatte setningsforskjell Δ_s på strekningen L

2.0.15.2 Setninger på tvers

Største tillatte tverrfallsavvik på grunn av setninger er 1,0 prosent (prosentenhet). Ved bruer er tillatt tverrfallsavvik null (0) i direkte tilknytning til brua og øker lineært til 1,0 prosent innenfor en overgangsstrekning som er:

- 30 m ved fartsgrense 50–70 km/t
- 50 m ved fartsgrense 90–110 km/t

2.0.15.3 Verifisering

Verifisering av setningskravene skal skje ved beregning av setninger og tidsforløp hvor det tas hensyn til krypsetninger. Det skal tas hensyn til hvordan spenningsendringer og deformasjoner påvirker jordens egenskaper og geometrien.

Alternativt kan setningsberegningene skje ved forenklet metode dersom denne kalibreres til en metode som tar hensyn til kryp (sekundærsetninger).

Det er normalt ikke nødvendig å ta hensyn til kryp ved

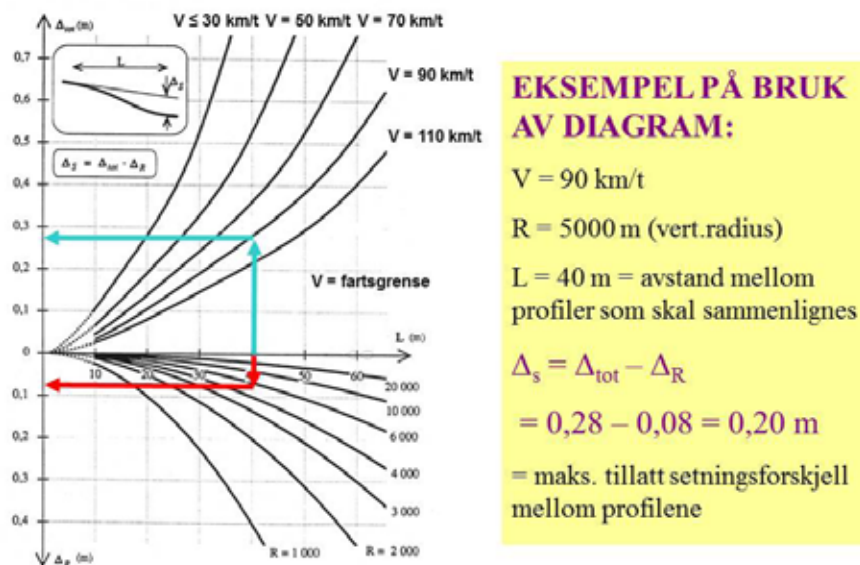
- selvdrenerende jord
- belastningsnivå mindre enn 80 % av forkonsolideringsspenningen

Setningsmålinger skal gjøres med slik målenøyaktighet, frekvens og over så lang tid at restsetningene kan bestemmes med tilfredsstillende nøyaktighet. Belastningsendringer skal dokumenteres. Ved bestemmelse av gjenværende setningsforløp gjennom måling skal det tas hensyn til evt. teles innvirkning på målt setning.

I mange tilfeller er den mest hensiktsmessige verifiseringsmetode beregninger komplettert med oppfølging av setningsutvikling.

2.0.15.4 Eksempel på beregning av tillatt setningsforskjell

Eksempel på anvendelse av kravene i Figur 2-0-23 er vist på Figur 2-0-24. Fartsgrensen for aktuell veg er her satt til $V = 90$ km/t og vertikal radius på angjeldende sted $R = 5000$ m. Avstanden mellom profiler hvor setningene skal sammenlignes er $L = 40$ m. Verdien av Δ_{tot} finnes fra den øvre del av diagrammet ved å gå opp fra $L = 40$ m til kurven for $V = 90$ km/t hvor verdien for Δ_{tot} kan leses av $\Delta_{\text{tot}} = 0,28$. Tilsvarende finnes Δ_{R} fra nedre del av diagrammet ved å gå ned fra $L = 40$ til kurve for $R = 5000$ m (interpoleres mellom kurvene) og Δ_{R} kan leses av $\Delta_{\text{R}} = 0,08$. Største tillatte setningsforskjell mellom de valgte profilene kan da beregnes til $\Delta_{\text{s}} = \Delta_{\text{tot}} - \Delta_{\text{R}} = 0,28 - 0,08 = 0,2$ m.



Figur 2-0-24 Eksempel på bruk av diagrammene i Figur 2-0-23.

2.0.16 Vinterarbeid

Frosne jordmasser skal ikke legges i fyllinger.

Det er likevel mulig å bygge vegfyllinger av jord også om vinteren, så lenge lufttemperaturen ikke er lavere enn ca. -5°C og det ikke er nedbør. En må derfor normalt være forberedt på å fjerne masser som har frosset ved opphold i utleggingen.

Det frarådes å bygge store jord(leir)fyllinger vinterstid. Med store menes i denne sammenheng fyllinger med høyde på over 4 m eller volum på over 5000 m^3 .

Jordfyllingsarbeider vinterstid er teknisk vanskelige arbeider som krever innsikt og erfaring. Det er nødvendig med god driftsplanlegging og kontinuitet i framdriften, god oppfølging og dokumentasjon av kontrollarbeidet.

Det vil være gunstig å benytte seg av tele i vinterhalvåret ved utkjøring av f.eks. bløte masser som legges utenfor selve veglinja. Ved utkjøring av bløte masser til motfylling/deponi, må det bygges demninger nedstrøms, som en fastere del av deponiet. Normalt vil dette være en steinjete.

Det er kostnads- og kvalitetsmessig ofte en fordel å legge overvanns-/drenssystemet før forsterkningslaget legges ut. Slikt arbeid medfører anleggskjøring på traubunn, og kan med fordel utføres i vinterhalvåret på frosset traubunn.

Utlegging av forsterkningslag av sprengt stein kan i noen tilfeller være riktig å utføre vinterstid. Det forutsettes da at snø og is er fjernet fra trauet. Slik utlegging av forsterkningslag er gunstig der trauet har liten bæreevne i sommersesongen. Ved å utnytte telen i trauet ved utlegging av forsterkningslag, reduseres faren for langsgående deformasjoner som hindrer avrenning i trauet og dermed lavere bæreevne på sikt. Det forutsettes at bærelaget ikke legges før telen er borte.

Ved jordfyllingsarbeid i den mørke årstid er det viktig at anleggsområdet er godt opplyst. Lys fra anleggsmaskiner er ikke godt nok til at maskinfører har kontroll med det arbeid som skal utføres. Ekstra belysning er derfor nødvendig (lysmaster med lyskastere som har god lyseffekt).

2.0.17 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Veg- og gateutforming, Håndbok 017, Vegdirektoratet, Oslo 2008
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (2) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2010.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (3) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 6. utgave, Oslo 2010.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (4) Statens vegvesen, Styring av utbyggingsprosjekter, Håndbok 151, 2008 (erstatte tidligere håndbøker; 130, 143, 148 og 155)
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (5) Statens vegvesen, Rekkverk; Håndbok 231. Oslo 2003
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (6) NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Eurokode 7, in Geoteknisk prosjektering, Del 1: Almenne regler. 2008, Standard Norge: Oslo.
- (7) Vassdrags- og Energidirektoratet, Vassdrags håndboka, Håndbok i forbygningsteknikk og vassdragsmiljø, Tapir forlag, Trondheim 2010.
- (8) Kystverket – Moloer, Kystdirektoratet, Oslo/Trondheim, mars 2000.
- (9) Håvard Østlid, Brukbarhet av masser til oppbygging av vegfyllinger. Internrapport nr. 817, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1976
- (10) Bjørn Wivestad, Bolsøybrua; Geoteknisk sluttrapport. Rapport nr. 41, Statens vegvesen, Møre og Romsdal. Molde 1992.
- (11) SINTEF Bygg og miljø, Berg og geoteknikk: Spesifikasjon for filtrerende geotekstiler til Statens vegvesens Håndbok 018, revidert utgave. Rapport nr. STF22 F03171, Trondheim 2004.
- (12) Statens vegvesen, Støttemurer, Håndbok 275, Vegdirektoratet, Oslo 2010 (under arbeid).
- (13) Statens vegvesen, Bruprosjektering, Håndbok 185, Vegdirektoratet, Oslo 2009.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>

2.1 Fyllinger av silt, sand og grus

2.1.1 Generelt

I dette kapittelet behandles fyllinger bygget opp av naturlig dannede masser som silt, sand og grus. Massene kan deles i to grupper, grov sand/grus og mellomjordarter.

Grov sand/grus er masser med utpregede friksjonsegenskaper, og omtalen dekker dermed også velgraderte morenemasser med lite innhold av finstoff. Leirholdige morenemasser er behandlet i kapittel 2.2. Med mellomjordarter menes materialer i området fra fin silt til middels sand.

2.1.2 Fyllinger av sand og grus

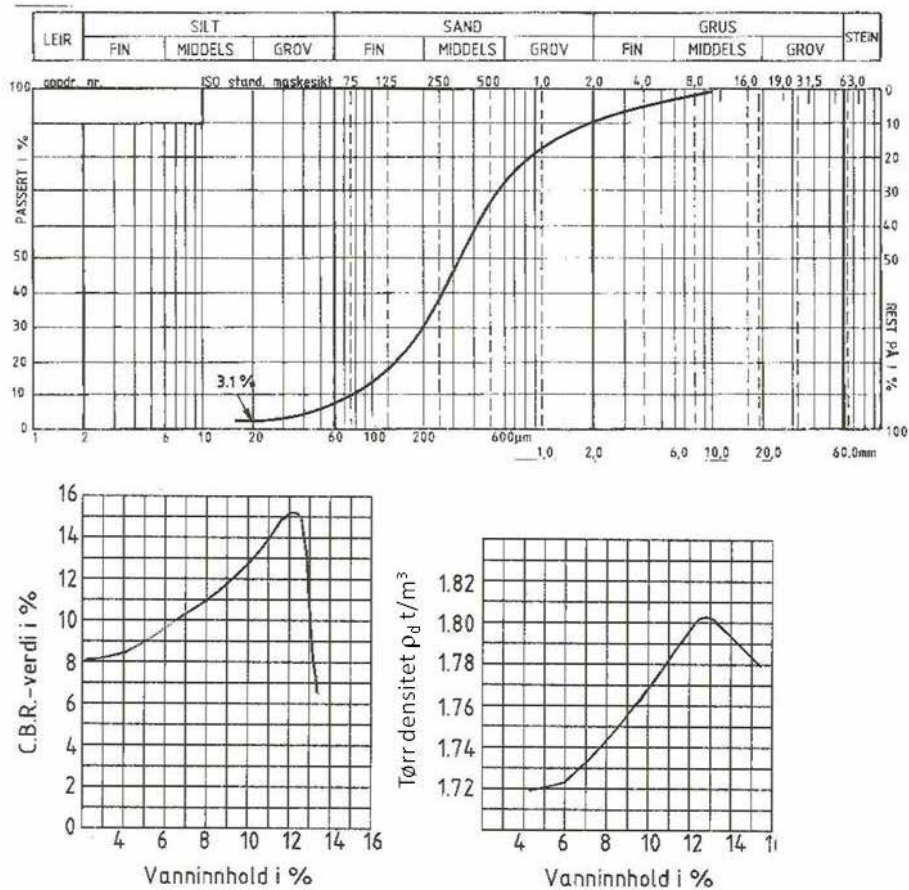
2.1.2.1 Brukbarhet av masser

Massene har utpregede friksjonsegenskaper, dvs. at det ikke er sterke bindingskrefter mellom mineralkornene i ubelastet tilstand (lav attraksjon a). Videre er massene karakterisert ved at de er så permeable at det ikke bygges opp poretrykk i dem ved hurtige belastninger, f.eks. ved utlegging og komprimering.

Ved bedømmelse av massenes brukbarhet til vegfyllinger må vanninnhold og korngradering tillegges størst vekt. Av hensyn til permeabiliteten bør maks. 8 % av massen være mindre enn 0.075 mm. Vanninnholdet bør i utgangspunktet ikke ligge over ca. 15 % av tørrvekt. Humusinnholdet skal ikke overstige 3 %.

En mer detaljert vurdering må knyttes til komprimeringsforsøk på representative prøver av massene. Laboratorieforsøk basert på CBR-målinger og Standard Proctorforsøk, se (ref. 6), har vist at ikke telefarlige sandige/grusige materialer har maksimal bæreevne ved optimalt vanninnhold. Høyere vanninnhold gir bare liten reduksjon.

Når finstoffinnholdet øker, endres egenskapene. Litt telefarlige sandige/grusige materialer får redusert bæreevne når vanninnholdet overstiger det optimale, se eksempel i Figur 2-1-1.



Figur 2-1-1 Eksempel på Standard Proctor og CBR-verdier for litt telefarlig sand. (Etter Rolf Eirum (ref 6).)

2.1.2.2 Skråningshelning

Bratteste skråningshelning for fyllinger av sand og grus skal være 1:1,5, se Figur 2-0- 8.

Hensyn til erosjon tilsier ofte at skråningen bør legges med slakere helning. For ensgraderte masser ($C_u < 5$) øker erosjonsfaren vesentlig, og disse bør ikke legges ut med skråningshelning brattere enn 1:2 uten at det foretas erosjonssikring. For ensgraderte masser bør det normalt benyttes sikringstiltak i overflaten.

Behov for rekkverk kan unngås ved utslaking av skråningene. Krav til rekkverk i forhold til skråningshelning og fyllingshøyde er gitt i håndbok 231; Rekkverk (ref. 4).

Utslaking kan for eksempel gjøres ved å legge ut vrakmasser utenpå den ordinære fyllingskråningen. Helning på utslaket skråning må avpasses til vrakmassenes egenskaper.

2.1.2.3 Utlekking

Fyllinger skal legges ut og komprimeres slik at det ikke oppstår uakseptable egensetninger etter byggetiden, og slik at det oppnås størst mulig homogenitet i horisontal utstrekning.

Sand-oggrusmasser legges ut lagvis med doser, i lag på 0,2-0,6 m tykkelse etter komprimering.

For tørre masser med vanninnhold vesentlig lavere enn optimalt w_{opt} , benyttes liten lagtykkelse; 0,2 - 0,3 m. For mer fuktige masser med vanninnhold nær w_{opt} benyttes lagtykkelser på 0,3 - 0,5 m for sand og grus, og inntil 0,6 m for grovere masser (steinrik grus).

For utlegging av tørre masser lettes komprimeringsarbeidet vesentlig med vanning.

2.1.2.4 Komprimering

Dimensjonerende krav til komprimering er 97 % Standard Proctor for de øverste 3 m av fyllingen, og 95 % Standard Proctor under dette nivået. Mer detaljerte krav er gitt i Figur 2-0- 21.

Krav til komprimering og utstyr er gitt i Figur 2-0- 14.

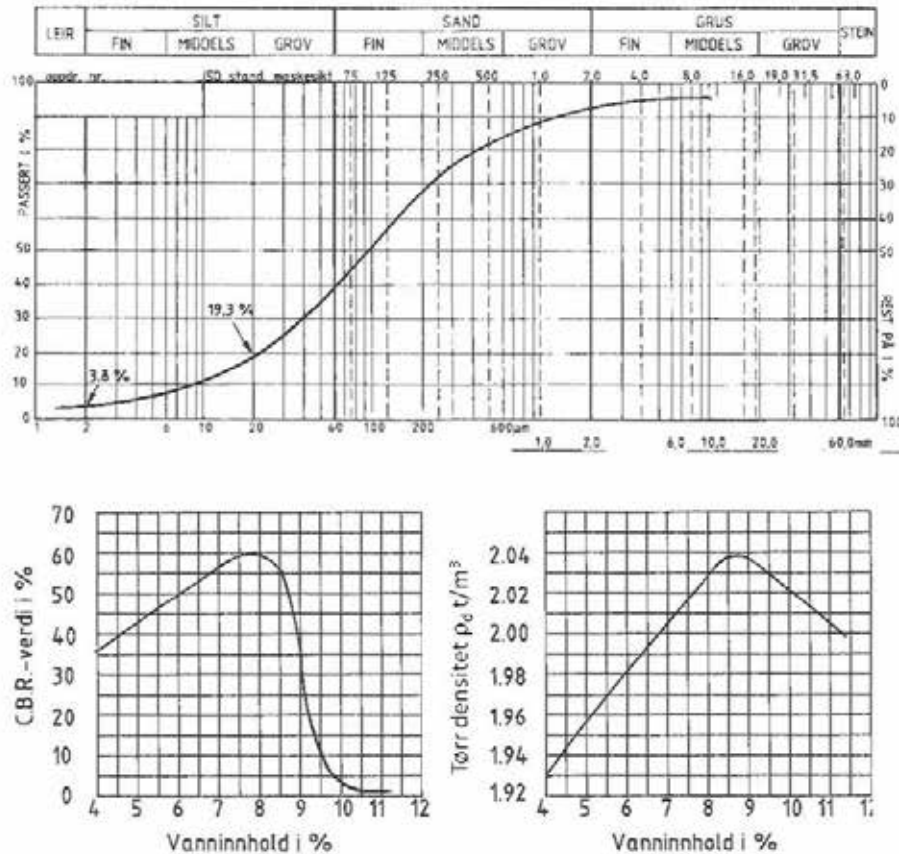
2.1.3 Fyllinger av mellomjordarter

2.1.3.1 Brukbarhet av masser

Mellomjordartene i området fin silt til middels sand har verken utpregede kohesjons- eller friksjonsegenskaper, men en sammenblanding av disse. Ved utgraving er ofte massene lette å ha med å gjøre, mens det ved utlegging og påfølgende komprimering kan vise seg nesten umulig å trafikere overflaten. Det virker som om bæreevnen nesten blir borte, og komprimering fører ofte til at hele området blir «dissete».

Mellomjordartene er karakterisert ved at permeabiliteten er høy nok til kapillær transport av vann, og lav nok til at vann ikke kan slippe vekk under kortvarige belastninger. Dette har avgjørende betydning i praktisk bruk av massene. Under statisk belastning vil massene dreneres ganske hurtig, mens en dynamisk påkjenning fra komprimeringsutstyr eller vanlige anleggsmaskiner vil resultere i en økning av poretrykket i massene og elastiske deformasjoner.

For mellomjordartene må vanninnholdet tillegges stor vekt. Undersøkelser, se (ref. 5), viser at man allerede ved optimalt vanninnhold har en lavere bæreevne enn når vanninnholdet er lavere enn det optimale. Øker vanninnholdet bare noen prosent over det optimale, synker bæreevnen sterkt. Se eksempelet i Figur 2-1- 1.



Figur 2-1-2 Eksempel på Standard Proctor- og CBR-verdier for en mellom jordart. (Etter Rolf Eirum (ref 6).)

2.1.3.2 Skråningshelning

For mellomjordartene finsand og silt er bratteste tillatte skråningshelning 1: 2, se Figur 2-0-8. Av hensyn til erosjonsfare og stabilitet av fyllingen vil det ofte være aktuelt å benytte slakere helninger eller at det foretas erosjonssikring.

Hensyn til rekkverksbehov kan også tilsi valg av slakere helning, se håndbok 231; Rekkverk (ref. 4).

2.1.3.3 Utlegging

Massene legges ut lagvis med hjullaster / doser, i lag på 0,2 m tykkelse etter komprimering. For valg av riktig framgangsmåte og utstyr kan det være aktuelt å utføre en prøveutlegging for å sammenligne med laboratorieresultatene.

Ved utlegging av steinholdige masser (morene) skal stein som er større enn halve lagtykkelsen sorteres ut i forbindelse med uttak av massene, eller ved mottak på fyllingen.

2.1.3.4 Komprimering

Dimensjonerende krav til komprimering er 97 % Standard Proctor for de øverste 3 m av fyllingen, og 95 % Standard Proctor under dette nivået. For flere detaljer se Figur 2-0- 21.

Krav til komprimering og utstyr er gitt i Figur 2-0- 14.

Bruk av vibrerende utstyr til komprimering av bløte masser frarådes. Se; Brukbarhet av masser til oppbygging av vegfyllinger (ref. 5). Erfaringer har vist at bruk av gummihjulutstyr kan være svært effektivt ved komprimering i «tørre» mellomjordarter.

2.1.4 Kontroll og oppfølging

Massenes brukbarhet skal være vurdert på forhånd. For å fange opp variasjoner i massekvalitet og utførelse er det nødvendig med kontroll og oppfølging. Minimum kontrollomfang er angitt i avsnitt 2.0.13. Krav og toleranser for komprimering er gitt i Figur 2-0- 21. Kontrollen skal også omfatte lagtykkelser og skråningshelning. Dersom det er vanskelig å overholde krav til lagtykkelser, kan flising være et nyttig hjelpemiddel, det vises til kapittel 2.2.7.

2.1.5 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2010.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (2) Statens vegvesen, Laboratorieundersøkelser, Håndbok 014. Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (3) Statens vegvesen, Feltundersøkelser. Håndbok 015. Oslo 1984.
- (4) Statens vegvesen, Rekkverk; Håndbok 231. Oslo 2003
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (5) Håvard Østlid, Brukbarhet av masser til oppbygging av vegfyllinger.
Intern rapport nr. 817, Veglaboratoriet. Oslo 1976
- (6) Rolf Eirum, Jordarters vannørnfintlighet - orienterende undersøkelse av forholdet vanninnhold / bæreevne. Intern rapport nr. 512, Veglaboratoriet. Oslo 1973.

2.2 Fyllinger av leire

2.2.1 Planlegging

Leirfyllinger må dimensjoneres og utføres slik at krav til sikkerhet mot utglidning er tatt vare på, og at setningene kan aksepteres ut fra kravet til vegstandard og kjørekomfort.

Planlegging av leirfyllinger må utføres av personell med solide kunnskaper innenfor fagfeltet geoteknikk. I planleggingsfasen er det nødvendig med et nært samarbeid mellom geoteknisk saksbehandler, vegplanlegger og byggeleder for at kvalitetskravene skal bli oppfylt. Dette gjelder for alle elementene i leirfyllingen, så som eventuelle bekkelukninger, drenering, massetyper, oppbygging, skråningshelninger, stabilitet og setninger.

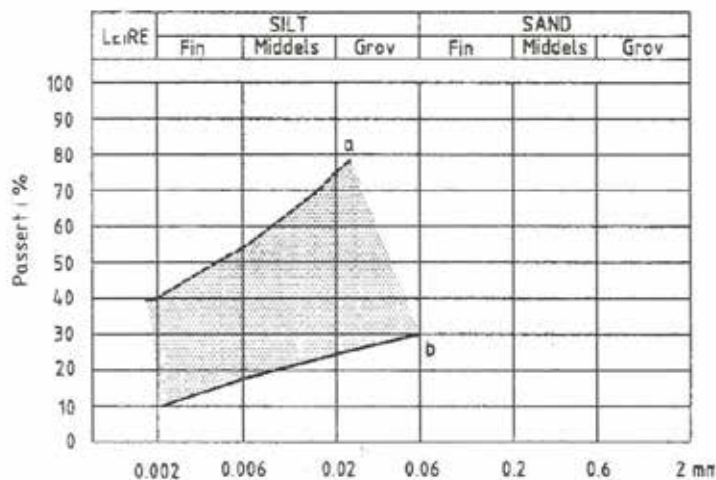
2.2.2 Brukbarhet av masser

2.2.2.1 Massetyper

Fyllmassenes egenskaper undersøkes på prøver som tas opp mens massene ligger urørt i bakken. Prøvene analyseres og resultatene tegnes opp i borprofil og kornfordelingskurver. Ut i fra dette kan en bedømme om massene er egnet til oppbygging av fyllinger.

De viktigste kriteriene ved bedømmelsen er vanninnhold og korngradering og til en viss grad skjærfasthet og sensitivitet.

Til oppbygging av leirfyllinger er det aktuelt å bruke leirig silt, siltig leire eller leire. På figur 2.1 angir det skraverte feltet variasjonsområdet som en har erfaring fra når det gjelder oppbygging av leirfyllinger.



Figur 2-2-1 Erfaringsområde for kornfordeling av leire til vegfyllinger

Et materiales bæreevne er en sentral faktor når det gjelder brukbarhet. Materialene må kunne bære utstyret som brukes til utlegging og komprimering, slik at overflaten blir jevn og tett. Rett etter utlegging er materialene minst bæredyktige på grunn av at de har lav og ujevn densitet. Etter hvert som densiteten øker med komprimeringen, øker også bæreevnen.

2.2.2.2 Leire

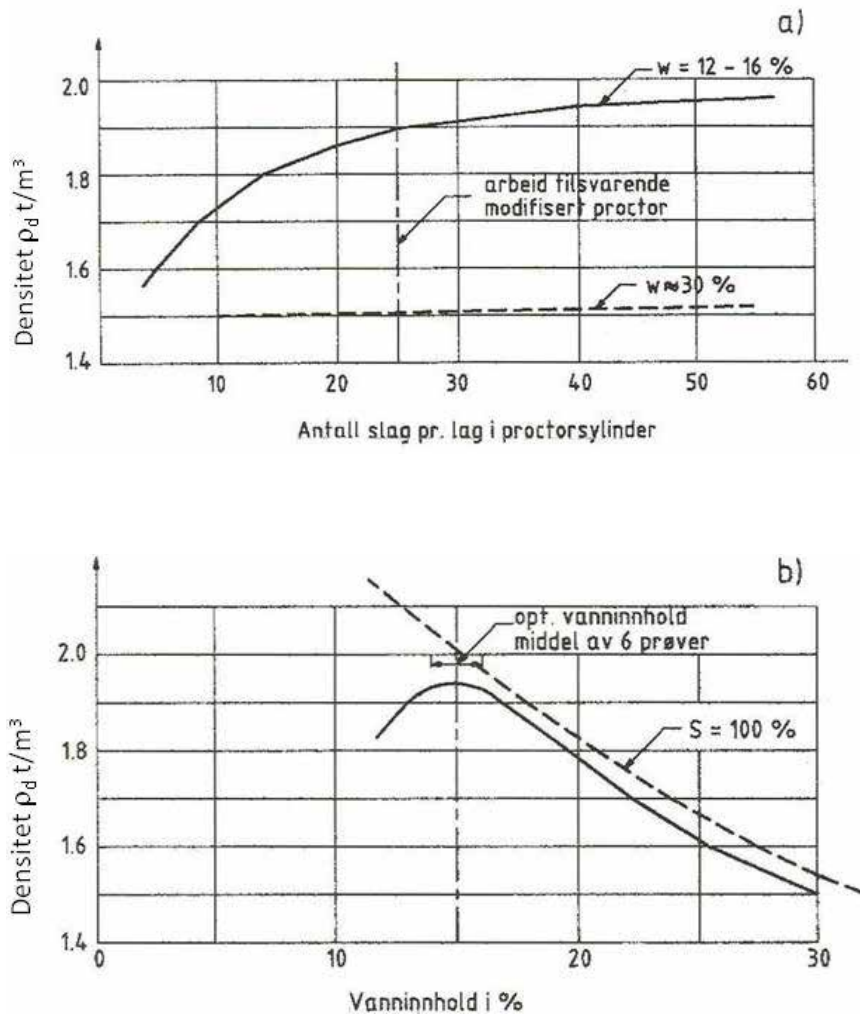
Den delen av tørrskorpeleira som har et naturlig vanninnhold mindre enn 30 % av tørrvekt, kannormalt brukes til vegfyllinger her i landet. Typisk variasjonsområde er 15–30 % for masser med leirinnhold 10–40 %. Leire med vanninnhold i området 23–28 % har vist seg å gi gode resultater. Skjærfastheten bør være over 50 kPa for uomrørt og over 10 kPa for omrørt tilstand.

Det meste av den leira som kan brukes til oppbygging av vegfyllinger, kan klassifiseres som tørrskorpeleire. Denne leira finnes i topplaget over annen leire. Vanligvis har slik leire en noe lysere farge (brunaktig) og er tørrere enn leire fra større dybder. Tørrskorpeleira er karakterisert ved at uttørring og kjemiske forandringer har endret de opprinnelige egenskapene slik at skjærfastheten er øket betraktelig og vanninnholdet har sunket.

Tørrskorpeleire er tørr og oppsprukket og gir vanligvis ingen problemer ved utgraving og transport. Mellomlagring må likevel unngås, nettopp fordi den er oppsprukket og åpen, og lett fylles med regn- og overflatevann. Vanninnholdet kan raskt bli så høyt at den vil være ubrukbar til vegfylling. Tørrskorpeleire med vanninnhold $w < 15\%$ vil være uegnet.

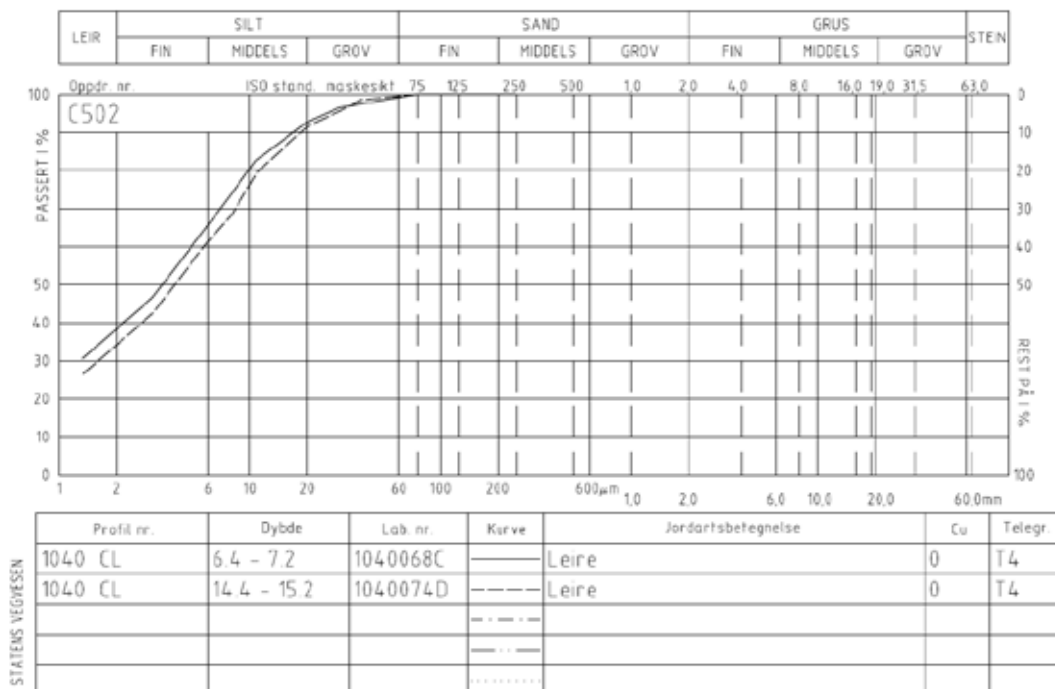
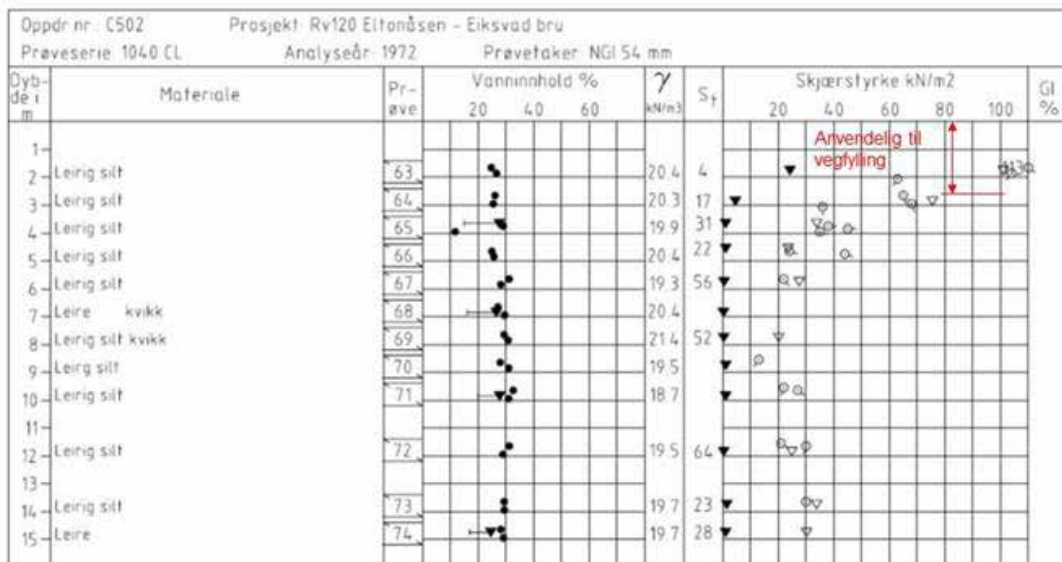
Ved begrenset bruk (planlagt eller tilfeldig) av noe bløtere masser enn vanlig/ønskelig, kan det kompenseres ved å blande inn tørrere masser evt. sand for å rette opp fyllingen der bæreevnen blir for liten og spordannelsen for stor.

Figur 2-2- 2 viser resultat av komprimeringsforsøk på leire. Figur 2-2- 2 b) er resultat av et vanlig Proctorforsøk som viser at optimalt vanninnhold ligger på ca. 15 %. Figur 2-2- 2 a) viser hvordan densiteten øker når en øker komprimeringsarbeidet. Forsøket er utført i Proctorsylinder. Komprimeringsarbeidet er økt ved å øke antall slag pr. lag ved innbyggingen. Når vanninnholdet er 12–16 % (ca. optimalt vanninnhold) øker densiteten med økende komprimeringsarbeid. Når vanninnholdet er 30 % er densiteten tilnærmet konstant, selv om komprimeringsarbeidet øker.

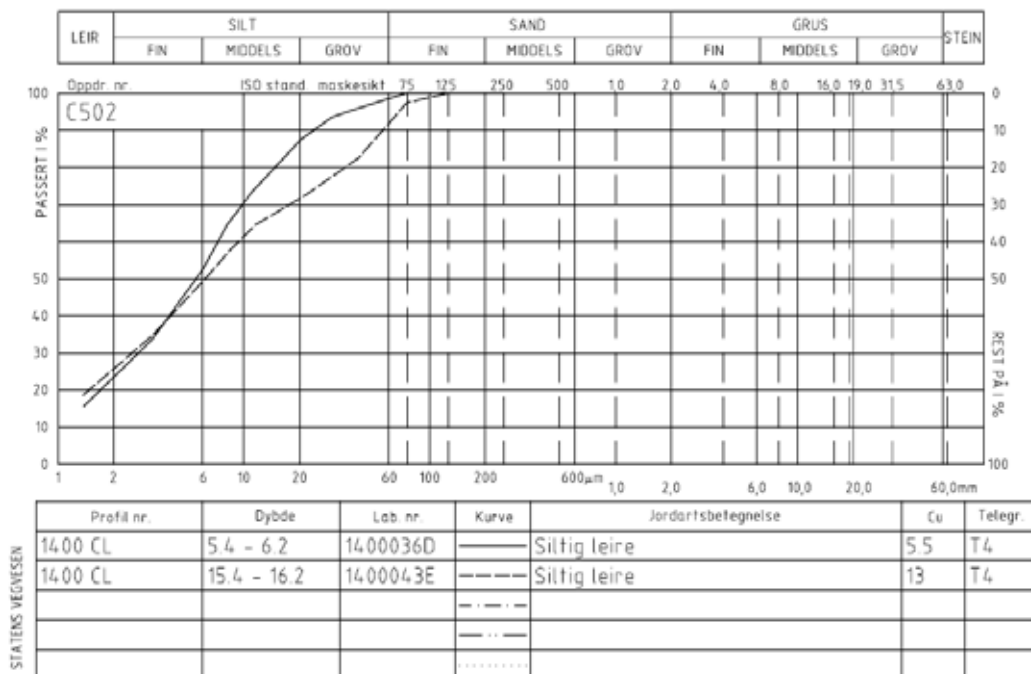
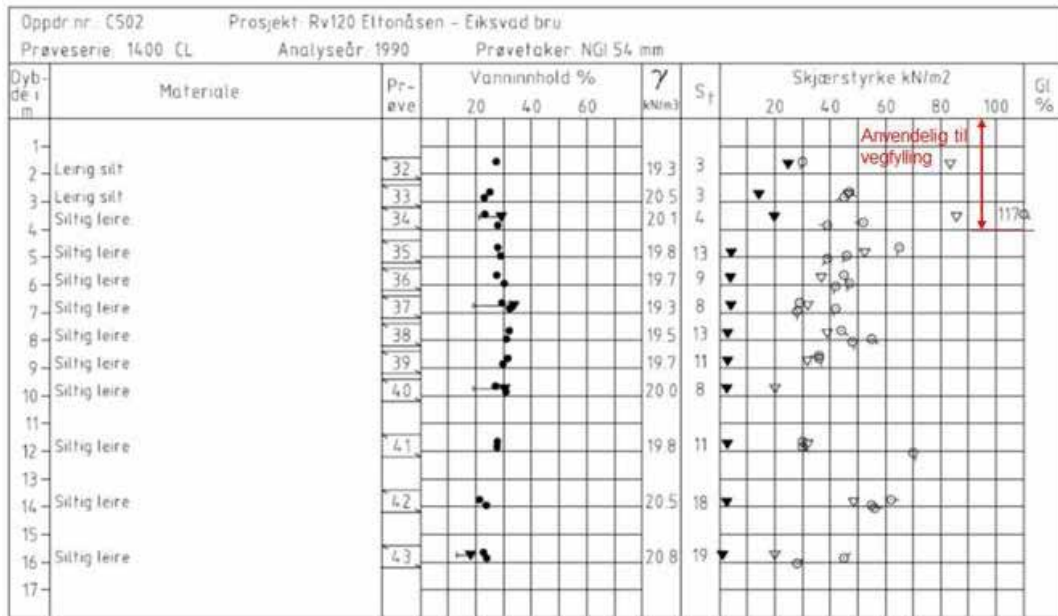


Figur 2-2- 2 Proctorforsøk på leirprøver

Leire med vanninnhold 20 % eller lavere kan være vanskelig å komprimere. Det vises forøvrig til punkt 2.2.6.1. Noen eksempler på bedømming av brukbarhet av leire til vegfyllinger er vist på Figur 2-2- 3 - Figur 2-2- 6.

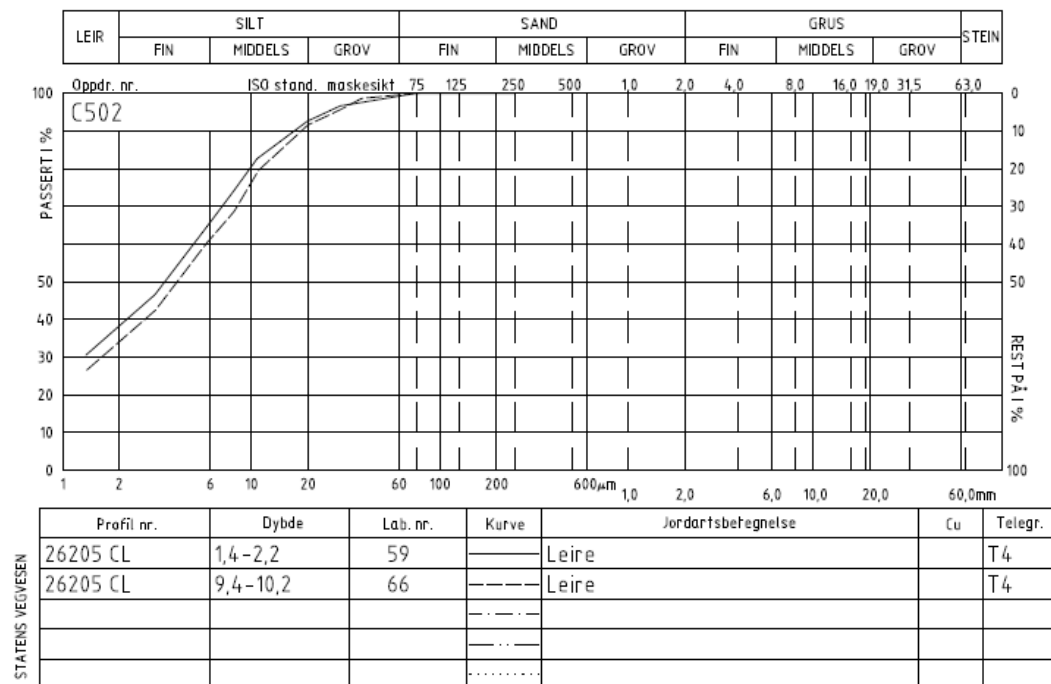


Figur 2-2- 3 Eksempel på bedømmelse av brukbarhet. Selv om vanninnholdet er mindre enn 30 % ned til ca. 5m dybde er det et markert sprang i både uomrørt og omrørt skjærfasthet ved 2,5m dybde. Sensitivitet og omrørt skjærfasthet tilsier kvikkleire i 4m dybde. Nedre grense for brukbare masser til vegfyllinger settes her til 2.5m dybde.

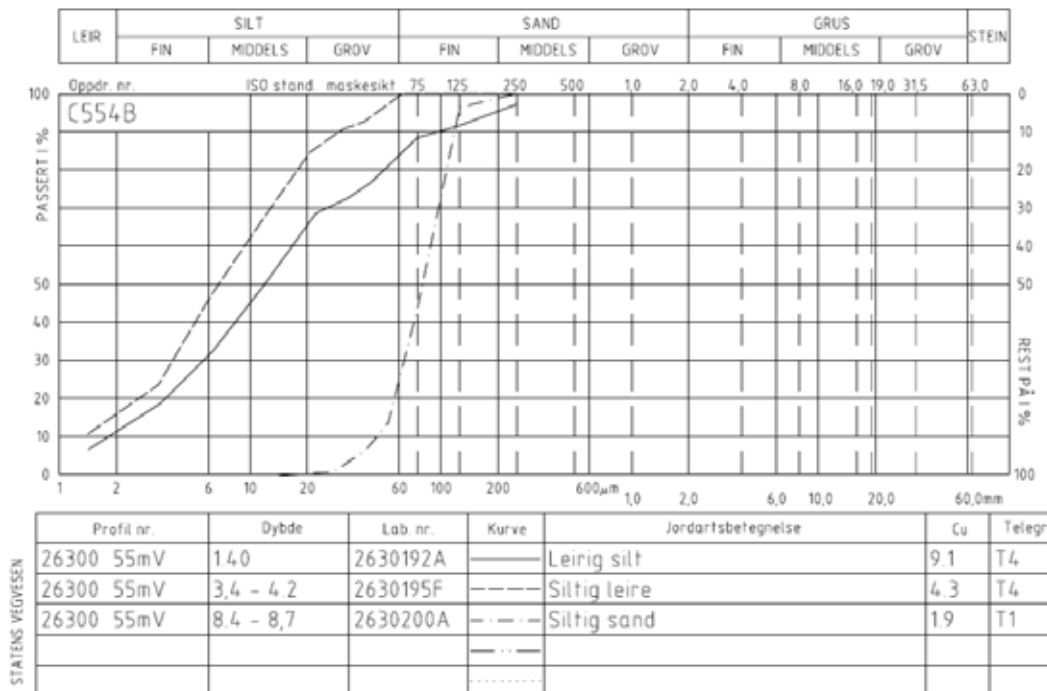


Figur 2-2- 4 Eksempel på bedømmelse av brukbarhet. Også her er vanninnholdet mindre enn 30 % ned til ca. 6m dybde, og det er ingen markerte sprang i skjærfastheten. For at leira skal kunne klassifiseres som tørrskorpeleire, bør skjærfastheten ligge over ca. 50 kPa. Nedre grense for brukbare masser settes derfor her til 4m dybde.

Oppdr.nr.: C502		Prosjekt: Rv120 Eltonåsen-Eiksvad bru												
Prøveserie: 26205 CL		Analyseår: 1990												
		Prøvetaker: NGI 54 mm												
Dybde i m	Materiale	Prøve	Vanninnhold %			γ (kNm ³)	S _t	Skjærstyrke kN/m ²					Gl. %	
			20	40	60			20	40	60	80	100		
1	Sand - Grus	58				20,1								
2	Leirig silt	59				19,6	6							
3	Leirig silt	60				19,4	23							
4	Leirig silt	61				19,2	7							
5	Leirig silt	62				19,7	10							
6	Leirig silt	63				20,1	7							
7	Leirig silt	64				19,6	7							
8														
9	Leire	65				19,3	2							
10	Leire	66				18,9	5							
11														
12	Leire	67				19,7	7							
13														
14	Leire	68				20,1	10							



Figur 2-2- 5 Eksempel på bedømmelse av brukbarhet. Ved ca. 2,5m dybde er det en klar økning i vanninnholdet. Selv om skjærfastheten videre er akseptabel, vil vanninnholdet være for stort til at massene kan brukes til oppbygging av vegfyllinger. Nedre grense settes da til 2m dybde.



Figur 2-2- 6 Eksempel på bedømmelse av brukbarhet. Ved 3,5m dybde øker vanninnholdet til over 30 %, samtidig som det er en klar reduksjon i skjærfastheten. Grensen for brukbare masser settes til 3,5m (markert med 1. på borprofil). Ut fra skjærfastheten kan det likevel ved gunstige værforhold (tørt og varmt) være mulig å bruke massene ned til ca. 5m dybde (markert med 2. på borprofil).

2.2.2.3 Leirig morene

Dette er masser med innhold av både leire, silt, sand og grus, dvs. velgraderte materialer. Pga. siltinnholdet kan de ofte ha en oppførsel som er lik mellomjordartene. Med andre ord veldig faste å grave ut, men problematiske å legge ut og komprimere. De er også svært vannømfintlige. Ved vurdering av brukbarhet bør de vurderes som leire og behandles deretter. Det kan være nødvendig å utføre komprimeringsforsøk for å etablere kriterier for utlegging og komprimeringsarbeid.

2.2.3 Forarbeider

Når det gjelder matjord og rensk henvises det til kapittel 2.0.

Der leirfyllinger skal bygges over eksisterende bekker og elver, må dette vannet tas vare på. Vannet kan enten ledes utenfor fyllingsområdet eller det kan ledes inn i tette rør som legges i grøfter/bekkeleie under fyllinga. Dette vannet må ikke komme inn i fyllinga på grunn av faren for utvasking og oppbløting som kan føre til utglidninger.

Det må videre sikres at vann fra grøfter eller ovenforliggende terreng ikke permanent kan renne inn i eller under fyllinga.

Der vannmengden (overvann) ikke er for stor, kan vannet midlertidig ledes inn i «pukkstrenger» som legges under vegfyllinga. Pukkstrengene må pakkes inn i fiberduk for å hindre inntrenging av finstoff. Slike pukkstrenger kan også nyttes som anleggsveger. Av praktiske årsaker, bl. a. bæreevne, bør strengene være min. 70 - 80 cm tykke og 4 - 5 m brede.

Grunnvann kan også tas vare på permanent ved å legge ut pukk, i strenger eller tepper (20 - 30 cm tykke), med forbindelse ned til pukkstreng i bekkeleiet.

2.2.4 Utlegging

2.2.4.1 Lagtykkelser

Ved utlegging av leirfyllinger skal massene legges ut lagvis i 20 cm tykke lag ferdig komprimert (ref. 1).

En forutsetning for at slike masser skal kunne benyttes til vegfyllinger, er at massene blir komprimert til en slik tetthet at de får en tilstrekkelig fasthet og derved sikkerhet mot utglidninger. Leira lar seg komprimere når den legges ut i 20 cm tykke lag. Tykkere lag lar seg ikke komprimere godt nok i dybden.

2.2.4.2 Sandlag

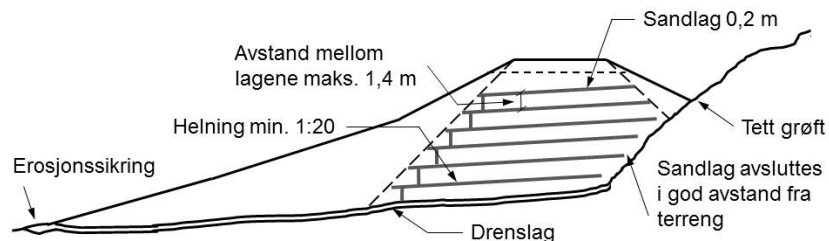
Det skal legges inn 20 cm tykke sandlag for hver 1,4 m med leire. Dette gjelder for leirfyllinger med høyde over 3 m (fra terreng til traubunn). Med høyde lavere enn 3 m kan sandlagene sløyfes. Hensikten er å tilføre fyllingen drenerende masser med vesentlig høyere permeabilitet enn leirmassene.

Sandlagene forbindes vertikalt med sandsøyler for hver 5 m, eventuelt med langs-gående grøfter. Hullene / grøftene graves opp med gravemaskin, og fylles igjen med sand sammen med utlegging av neste sandlag. Det nederste sandlaget må ha god forbindelse til et drems-

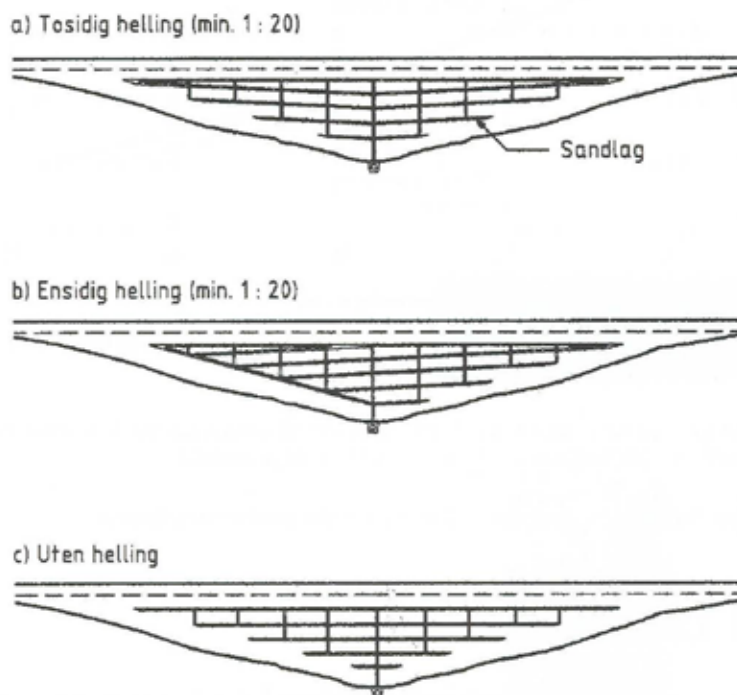
rør eller en pukkestreng under fyllinga, slik at det fra drencsystemet av sandlag er fritt avløp ut av fyllingsområdet.

Det forutsettes at massene i sandlaget har en telefarlighetsgrad tilsvarende T2 eller bedre, dvs. maks. 12 % < 0,02 mm av materiale < 22,4 mm (for telefarlighetskriterier se Hb 018 Kap. 510 og Vedlegg 3 pkt. V3.5 for siktesatser).

Prinsippskisse for vegfylling av tørrskorpeleire med drenerende sandlag er vist på Figur 2-2- 7 og Figur 2-2- 8. Ved skrått sideterreng må sandlagene avsluttes i god avstand fra sideterrenget som vist på Figur 2-2-7 for å hindre at vann trenger inn i fyllingen.



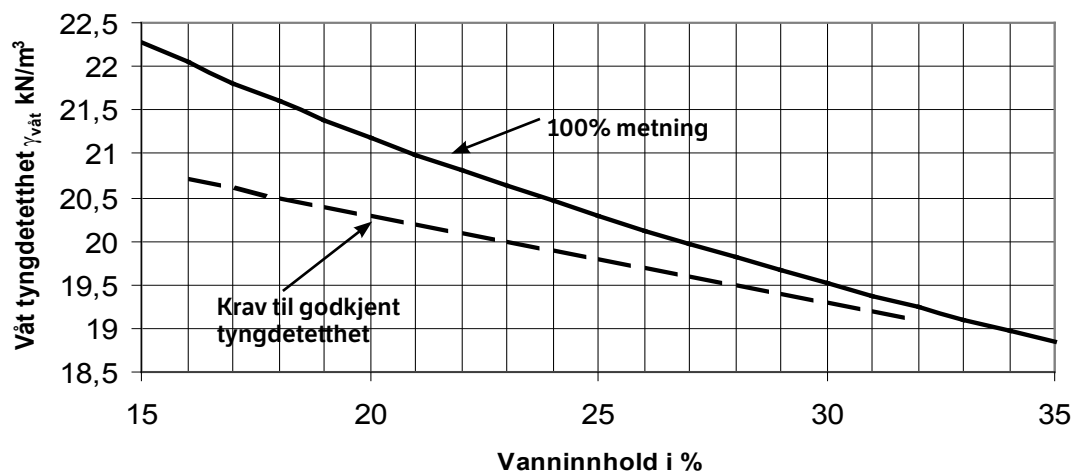
Figur 2-2- 7 Prinsippskisse for vegfylling med drenerende sandlag. Tverrprofil.



Figur 2-2- 8 Prinsippskisse for vegfylling med drenerende sandlag. Lengdeprofil.

2.2.4.3 Komprimering

Hvert leirlag skal komprimeres tilstrekkelig til at klumper knuses og en får en homogen masse med minst mulig luftinnhold. Det er målt densitet som gir uttrykk for komprimeringsgraden. Akseptabel våt tyngdetetthet varierer med vanninnholdet, som det framgår av kravet til våt densitet i Figur 2-2- 9.



Figur 2-2- 9 Krav til komprimering av leire, (materiale med korndensitet $\rho_s = 2,70 - 2,75 \text{ g/cm}^3$)

Ved lave vanninnhold blir det vanskelig å komprimere leirmassen når vanninnholdet er lavere enn 15 %. Resulterende porevolum i leira vil da gi mulighet for metning av porene med vann over tid som gir redusert skjærfasthet i massene. Det er derfor viktig at stive tørrskorpemasser med lavt vanninnhold (< 15 %) ikke legges i bunnen av fyllinger. Slike tørrskorpemasser bør søkes blandet med bløtere masser under uttak og videre transport med doser til fylling (økonomisk doseravstand kan være 200–400 m).

I den andre enden av anbefalt område for naturlig vanninnhold i leirmassene ($w < 30 \%$) så vil utlegging og komprimering av massene bli umulig når leira er for bløt.

Ved komprimeringskontroll med bruk av isotopmåler så er det viktig at målerne kalibreres mot prøver med sandvolumeter/vannvolumeter eller tilsvarende metode (uttak av større komprimerte prøver med målbart volum og vekt).

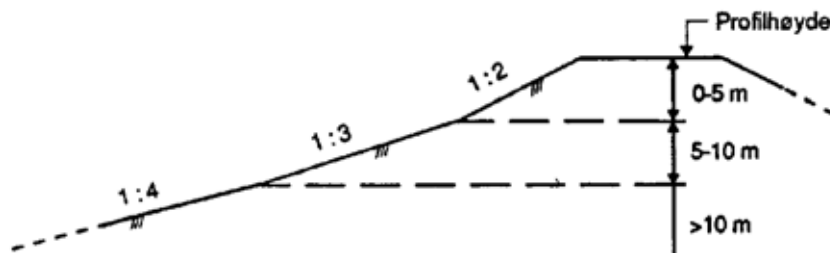
2.2.5 Geometri

Ut fra beregninger og erfaringer bygd på omfattende målinger av densitet, vanninnhold, poretrykk og spenninger i ferdigbygde fyllinger er det fastsatt hvordan fyllingene skal utformes geometrisk (ref. 1).

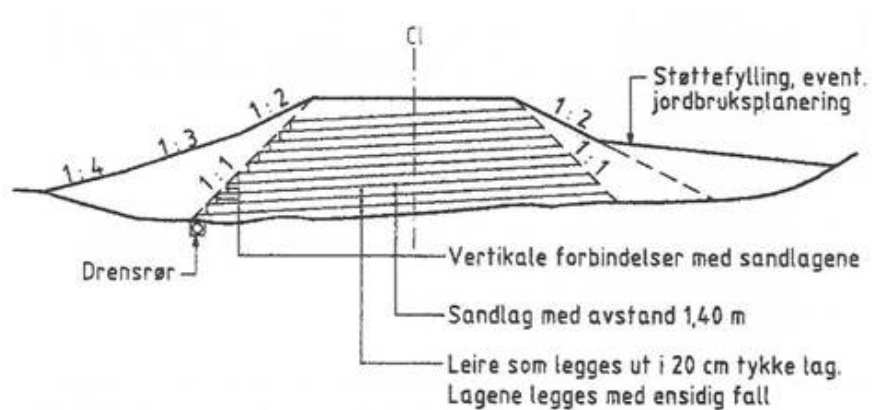
På Figur 2-2- 10 er utformingen vist i tverrprofil.

På Figur 2-2- 11 er geometrien vist med innlagte sandlag.

Av anleggstekniske årsaker, for å lette avrenningen av regnvann, skal leire- og sandlagene legges med ensidig fall, helning 1 :20 (5 %), eventuelt også med fall i lengderetningen.



Figur 2-2- 10 Tverrprofil av leirfylling



Figur 2-2- 11 Tverrprofil med drenerende sandlag

I en del tilfeller kan det være vanskelig å holde helning 1:2 i den øvre del av fyllingen. I områder med høyt vanninnhold i leira (> 25 %) bør en derfor vurdere å benytte slakere helning. Dette reflekterer også på behov for rekkverk, se Rekkverksnormalene Håndbok 231.

2.2.6 Valg av maskiner

På Figur 2-2- 12 er det vist i tabell en anbefaling til valg av maskiner avhengig av materia- lenes egenskaper.

w %	c _u kPa	triaks ¹⁾ c _u kPa	Maskintyper				Merknader
			Uttak	Transport	Utlegging	Komprimering	
20	250	180	Tung doser >50t	Doser	Doser	Tung hjulmaskin over 30 t	Vanskelig å oppnå høy nok densitet
23	110	120	Doser 30–50 t	Doser	Doser	Middels hjulmaskin 15–30 t	Tung doser kan ofte brukes til komprimering
26	60	30	Doser 15–30 t	Doser ²⁾ Dumper Lastebil	Doser ²⁾ LGP	Doser helst > 30 t ²⁾ >20t	Fare for spordannelser
30	20	10	Grave- maskin	Dumper Lastebil	Doser <20t LGP	Doser <20 t ²⁾ LGP	Fare for meget store spor- dannelser ²⁾ Evt. motfylling
> 30	10	-	Grave- maskin	Dumper Lastebil	Kan ikke brukes i veg- fylling Evt. til motfylling		Kan bare trafikkeres med de letteste LGP dosere ²⁾ på tele eller etter uttørring

1) Gjelder komprimerte masser

2) Gjelder for sensitiv leire

Figur 2-2- 12 Anbefaling av maskinvalg avhengig av leirmaterialenes egenskaper.

2.2.6.1 Leire med stor bæreevne

Vanninnholdet ligger vanligvis i nærheten av eller under det optimale vanninnhold for massene, i området 15–20 % av tørrvekt. Skjærfastheten vil ligge over 120 kN/m². Slike leirer vil være så faste at de kan trafikkeres med lastebiler/dumpere med fulle lass uten noen vanskeligheter.

Slike leirer kan tas ut med doser eller gravemaskin. Massene kan transporteres med lastebiler/dumpere, eller med dosere ved korte (200–400 m) transportlengder.

Utlegging av slike faste leirer (20 cm lagtykkelse ferdig komprimert) må utføres med dosere. Tungt utstyr (50–70 tonn) er vanligvis en fordel.

Med slike masser er det komprimeringsarbeidet som kan føre til problemer. Dette skyldes at leira er så fast at den er vanskelig å knuse ned, og komprimering med dosere gir ikke god nok komprimering uansett hvor tungt utstyr som brukes. Etter komprimering vil mas- sene inneholde store mengder luft som senere gir plass til vann. Over tid vil dette føre til oppbløting og nedsatt fasthet/bæreevne.

Tørre og faste leirer kan best komprimeres med store hjullastere eller med fullastede dumpere. Gummihjulsutstyr gir også en tett og jevn overflate som gir god vannavrenning. Komprimeringen må utføres slik at hele overflaten (på hvert leirlag) blir dekket av hjulspor, om nødvendig med kjøring i begge retninger i forhold til veglinja. Komprimeringskontroll avgjør når komprimeringen er god nok. Ujevnheter kan lett rettes opp med dosere før videre komprimering.

Sauefotvalser eller vibrovalser er absolutt uegnet i slike masser.

2.2.6.2 Leire med middels bæreevne

Leire med middels bæreevne er karakterisert ved et vanninnhold noe over det optimale, og en tom lastebil/dumper kan kjøre på slike masser med noe spordannelser. Vanninnholdet i slik leire vil ligge på 20–25 % av tørrvekt, og skjærfastheten vil ligge i området 60–120 kN/m².

Uttak av slike masser kan gjøres med doser eller gravemaskin. Massene kan transporteres med lastebil/dumper eller med doser ved kortere (200–400 m) transportlengder.

Utlekking og komprimering kan utføres med doser med vekt fra ca 30 tonn og oppover. Slikt utstyr gir vanligvis gode resultater med hensyn til komprimeringen.

Komprimering med gummihjulsutstyr kan også gå greit, men problemer med spordannelser kan nå begynne å melde seg. Dype spor er tegn på at utstyret er for tungt eller har for høyt marktrykk.

Ved bruk av dosere anbefales det at disse utstyres med belter med trekantprofil på gripplattene. Dette profilet gjør at det i mindre grad blir revet løs leirstykker, og følgelig ikke så lett gir anledning til opptak av vann i overflaten.

2.2.6.3 Leire med lav bæreevne

Leire med lav bæreevne er ofte karakterisert ved mørkere farge, og vanninnholdet er mer enn 25–30 % (ofte i området 1,2–1,3 x plastisitetsgrensen). Skjærfastheten vil ligge i området 20–60 kN/m². En tom lastebil kan ikke komme fram på grunn av spordannelser. Slik leire bør håndteres forsiktig i alle operasjoner og ikke rotes unødige opp, da dette vil redusere bæreevnen betydelig.

Uttak av slike masser kan gjøres med doser, men vanskeligheter kan oppstå ganske snart med store spordannelser og unødige omrøring av massene. Alternativet er da å ta ut massene med gravemaskin og videre opplasting på lastebil/-dumper. Bruk av gravemaskin bør også vurderes ut fra hensynet til at det da er enklere, og også mer påkrevet, å skille brukbare fra ubrukbare masser.

Transport over slike masser krever spesielle transportveger, da leira har for lav bæreevne til at den vil tåle belastninger fra lastebiler eller dumpere.

Leirmassene må tippes ved enden av fyllingene, og det må regnes med å benytte små dosere - 20 tonn eller mindre, med lavt marktrykk (LGP) - både til utlegging og komprimering av massene. Når slik leire legges ut i lag, vil som regel komprimeringen bli tilfredsstillende når det beltes overteppet. Kontroll av densiteten må påvise at komprimeringen er tilfredsstillende.

2.2.7 Kontroll og oppfølging

2.2.7.1 Materialer

På forhånd skal det tas prøver av massene som er tenkt brukt til leirfyllinger. Prøvene må analyseres for å bestemme korngradering, vanninnhold, konsistensgrenser og skjærfasthet. Prøveomfanget må tilpasses de stedlige variasjonene i grunnforholdene (korngraderingene).

Ut fra vanninnholdet er det satt opp krav til våt tyngdetetthet, som tidligere vist på Figur 2-2-9. Det gjøres oppmerksom på at disse vanninnholdsverdiene er fra analyser på tørkede leirprøver (i laboratoriet), og ikke fra isotopmålinger (i felt), jfr. pkt. 2.2.7.3.

Vanninnhold målt med isotopmålinger (f.eks. Troxler o.l.) (ref 4) gir høyere verdier enn målte verdier fra tørkede leirprøver i laboratoriet. I tillegg til fritt vann mellom leirpartiklene, kommer også det vannet som er kjemisk bundet til partiklene, med i verdiene fra isotopmålingene.

Ved utlegging av fyllinger skal det tas nye prøver av de massene som legges ut, for å få fram kornfordelingskurver og vanninnhold. Disse skal sammenholdes med de tidligere utførte analysene på prøver fra massetakene. Kravene til minimum prøveomfang er vist i tabell Figur 2-3-13, for leire og leirig morene.

Kontroll av	Kvalitetskrav til	Kontrollomfang			
		Pr. mengdeenhet *	Minimum antall prøver		Tilsyn
			H, S	A	
Klassifisering	Korngradering Vanninnhold Plastisitet	2000 m ³	1	V	Kontinuerlig
Komprimering	Pørøsitet	Hvert lag	1	1	Kontinuerlig

H = Hovedveg S = Samleveg A = Adkomstveg V = visuell kontroll

* = hvert lag skal måles, også fyllinger < 1000 m³

1 komprimeringsprøve = 5 doble avlesninger med isotopmåler (eks. Troxler)

Figur 2-2-13 Minimum kontrollomfang ved oppbygging av fyllinger, leire og leirig morene.

2.2.7.2 Lagtykkelser

Massene skal legges ut lagvis med komprimering for hvert lag til maksimalt 20 cm tykkelse ferdig komprimert. For at lagtykkelsen skal kunne dokumenteres er det nødvendig at hvert lag følges opp med nivellement eller ved bruk av laser. Det kan brukes totalstasjon eller GPS.

De drenerende sandlagene som legges ut skal ha en tykkelse på 20 cm. Det må kontrolleres at lagene kommer der de skal, at alle sandlag har forbindelse nedover og ut av fyllinga, slik at overskuddsvann kan renne ut.

Ellers er visuell kontroll en viktig del av kontrollarbeidet. Fyllingene skal bygges opp jevnt, i full bredde med riktig fall og det skal være god orden på de ulike arbeidsoperasjonene. Det siste er ofte den beste garanti for at resultatet av arbeidet skal bli tilfredsstillende.

2.2.7.3 Komprimering

Hvert leirlag skal komprimeres til krav til godkjent tetthet er oppnådd, se Figur 2-2- 9. Komprimeringskontrollen utføres ved å måle tettheten (våt densitet) på de utlagte leirlagene ved hjelp av isotopmåler. Denne metoden gir resultatene med en gang, og eventuell ekstra komprimering kan utføres umiddelbart og ingen tid går tapt.

Kontrollen skal utføres og dokumenteres med min. 5 målinger for hvert lag eller pr. 2000 m³, se Figur 2-2- 13.

Eventuell justering av nødvendig komprimeringsarbeid må vurderes ut fra vanninnholdet målt på tørkede leirprøver fra før og etter utlegging/komprimering. Måling av vanninnhold med isotopmåler gir høyere verdier og kan ikke benyttes som sammenligningsgrunnlag. Resultater fra isotopmåler må også kalibreres mot prøver av komprimert masse med sandvolumeter/vannvolumeter eller tilsvarende (uttak av større prøve med målbart volum og vekt).

2.2.7.4 Poretrykk

Poretrykk i komprimert leire er et resultat av vanninnhold, komprimering og belastning. Ved høye vanninnhold, dvs. godt over det optimale, vil ofte økningen i poretrykk tilsvare økningen i belastning, dvs. vekten av nye leirlag, som plasseres over. Ved lavere vanninnhold, rundt det optimale eller lavere, vil ikke tilleggsbelastninger gi en tilsvarende økning i poretrykk.

Skjærfastheten/fastheten i leirfyllinger (og andre løsmasser) er avhengig av størrelsen på poretrykket. Lave poretrykk gir høy skjærfasthet, og høye poretrykk gir lav skjærfasthet. Sikkerheten mot utglidning av fyllinger er avhengig av skjærfastheten.

Dette fører da til at utviklingen av poretrykk i leirfyllinger er avgjørende for sikkerheten mot utglidninger.

Ved f.eks. heldøgnsdrift på fyllinger kan oppbyggingen gå så raskt at poretrykket overstiger en grenseverdi som fører til utglidning av fyllinga.

Ved store leirfyllinger (høyde > 10m) er det derfor ofte nødvendig med målinger av poretrykkene mens fyllingsarbeidet pågår. De målte verdiene må så sammenlignes med de maksimumsverdiene som stabilitetsberegninger viser er akseptable.

2.2.8 Værforhold

Utlegging av leirfyllinger skal normalt utføres i sommerhalvåret under våre klimatiske forhold (se Kap. 2.0.16). Masser som inneholder snø og is eller tele skal ikke brukes i fyllinger. Sesongen for leirfyllingsarbeider begrenses derfor vanligvis til perioden fra ca. mai til ca september, men må tilpasses lokale forhold.

Masser som beskrevet i kapittel 2.2.2. blir lett påvirket av vann. Ved høye leirinnhold er massene tette, og vanninntrengingen begrenses da til en sone nær overflaten på fyllingene. Ved lavere leirinnhold er massene mer åpne, og vanninntrengingen blir da dypere.

Ved regnvær blir massene sleipe og oppbløtte, og fyllingsarbeidene må da innstilles. Etter et regnvær vil det ta en viss tid før overflaten er såpass opptørket at arbeidene kan fortsette. For å redusere denne perioden er det viktig at fyllinga hele tiden har et relativt jevnt tverrfall som letter avrenningen av regnvannet. Når det er meldt regn, bør fyllinga kjøres over med glattvals for å få en glattere overflate som letter avrenningen ytterligere. Dette bør også gjøres hvis fyllinga skal stå urørt en tid, f.eks. over helgen.

Oppbløtte lag i fyllingene vil kunne danne glidesjikt med fare for utglidninger. For å unngå dette, må oppbløtte masser dozes ut av fyllingene før videre oppfylling fortsetter. Slik fjerning av masser kan også medvirke til tidligere oppstart etter regnvær. Eventuelt kan en også vente til laget tørker.

Værforholdene har også innvirkning på bæreevnen til slike masser som er beskrevet, spesielt de med lavere leirinnhold. I høstmånedene med lavere temperaturer vil fordampingen bli vesentlig mindre, og senere opptørking og lavere bæreevne vil da ofte skape problemer på fyllingene. Det er da viktig at størrelsen på anleggsmaskinene tilpasses forholdene. Store maskiner gir oftest lave enhetspriser, men dette fører ofte til konflikter med hensyn til kvalitetskravene på fyllingene. Dype spor, dypere enn 10 cm, skal ikke aksepteres på ferdig komprimerte lag i fyllingene.

For å rette opp ujevne leirfyllinger vil innlegging av et ekstra sandlag kunne løse problemene med lav bæreevne.

Forhold relatert til vinterarbeid er nærmere beskrevet i Kap. 2.0.16

2.2.9 Overbygning

På grunn av setninger er det en fordel at forsterkningslaget legges ut snarest etter at leirfyllinga er lagt ut. Dette fremskynder setningsforløpet i og under leirfyllinga og sikrer en bedre kvalitet på ferdig veg.

Når en starter med utlegging av overbygning, skal traubunn (planum) være telefri.

2.2.10 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2010.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (2) Håvard Østlid, Geotekniske forhold ved bruk av tørrskorpeleire i veg fylling.
Internrapport nr. 683, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1976
- (3) Håvard Østlid, Brukbarhet av masser til oppbygging av leirfyllinger.
Internrapport nr.817, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1976.
- (4) Håvard Østlid, Vegfyllinger bygget opp av tørrskorpeleire; Praktiske anvisninger.
Internrapport nr. 818, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1978.
- (5) Håvard Østlid, Kurs i bygging av leirfyllinger. Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1982
- (6) Håvard Østlid, Planeringsarbeider. NIF - kurs. Oslo 1982.
- (7) N. Rygg, Høye fyllinger av leire. Innlegg ved geoteknikkdagen. Oslo 1978.
- (8) Håvard Østlid, Behaviour of compacted dry crust marin clay in road embanlanents.
Dr.Ing. 1978
- (9) Svein Sønju, Ola Håvard Hole, Irene Fredheim; Erfaringsrapport E 16 Veien– Nymoen,
Laboratorieserien Rapport nr. 58, Vegdirektoratet mars 1994.

2.3 Fyllinger av sprengt stein

2.3.1 Planlegging

2.3.1.1 Grunnforhold

Det må utføres grunnundersøkelser som gir tilfredsstillende grunnlag for å bedømme fyllingene med hensyn til stabilitet, setninger og erosjon. Det vises til kapittel 2.0 Innledning. Også når det gjelder fyllinger i vann/sjø må geotekniske vurderinger av stabilitet og setninger dokumenteres på vanlig måte.

2.3.1.2 Sikringstiltak

For steinfyllinger kan spesielle sikringstiltak være nødvendig i tillegg til generelle sikringstiltak.

Det vises til kapittel 2.0 når det gjelder generelle krav til: rensk, fyllingsfot, fortanning og filterlag (gruspute). Det vises videre til kapittel 3 når det gjelder generell erosjonssikring.



Figur 2-3-1 Dersom grunnen består av erosjonsømfintlige materialer (silt - sand) kan det være nødvendig å sikre grunnen mot erosjon med lag av grov grus/pukk på fiberduk for å hindre utvasking av masser fra skråningen inn i fyllingen. (Foto: Nils Rygg, Veglaboratoriet).

2.3.1.3 Fyllingsmaterialet

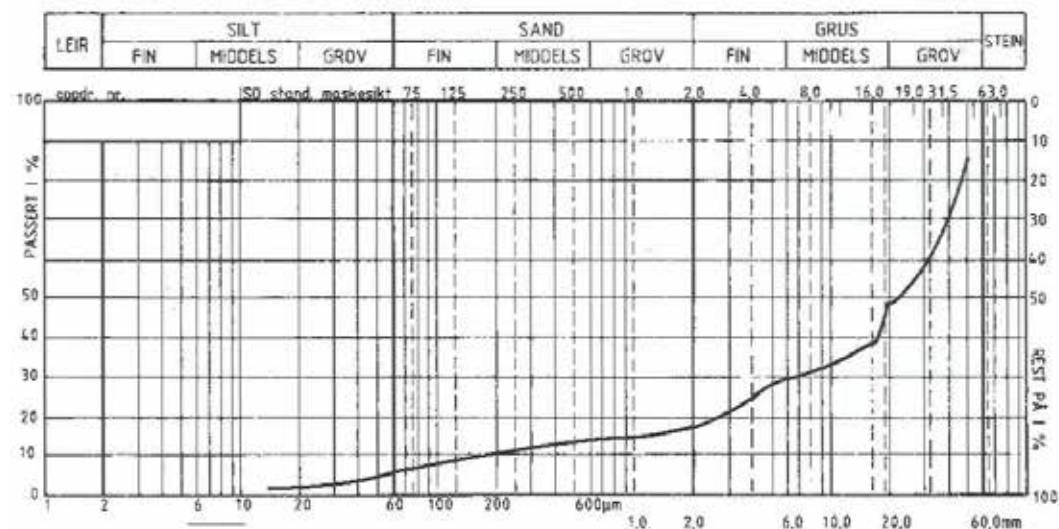
Sprengt stein til fyllinger vil en normalt få fra skjæringer i berg, fra tunnelanlegg, eller fra sidetak. Stein fra dagbrudd får vanligvis en gunstig steinstørrelsesfordeling, og er derfor mest gunstig. Det er ønskelig at subbusinnholdet er minst mulig.

Bergarten og sprengningsmetoden er avgjørende faktorer.

Normalt vil steinkvaliteten være tilfredsstillende. Imidlertid vil enkelte bergarter egne seg dårlig. Dette gjelder bergarter som er sterkt forskifret, forvitret og/eller har et høyt glimmerinnhold. Det må foretas en samlet vurdering av graden av forskifring, forvitring og glimmerinnhold opp mot fyllingshøyde, fyllingsskråning, krav til egenstabilitet, permeabilitet og setninger for å vurdere om massene er uegnet til fylling.

Dersom steinfyllinga er åpen, settes det ikke krav til finstoffinnholdet. Men er steinfyllinga tett (flyter i subbus, f.eks. fløssberg) bør maks 8 % av massen være mindre enn 0,063 mm og humusinnholdet ikke overstige 3 % glødetap på masser < 0,5 mm. Ved slike masser bør det tas hyppigere kontroll for å dokumentere kvaliteten.

Tunnelstein kan, når sprengingsmetode tilpasses, gi brukbare masser for fyllinger også i vann. Det er imidlertid ofte tendens til at tunnelsprenging gir mye subbus som det kan være nødvendig å sortere ut.



Figur 2-3-2 Eksempel på kornfordeling av masser fra fullprofilmaskin.

Masser fra fullprofilmaskiner er sterkt nedknust og får gjerne en kornfordeling som sand/grus. Dette er materialer som kan brukes i fyllinger på land, men som er direkte uegnet til fyllinger i vann.

Best egnet som masser til fyllinger er forholdsvis storfallen stein med kubisk form og jevn størrelsesfordeling uten betydelig innhold av subbus.

Erfaringstall med hensyn til utvidelsesfaktor fra fast berg til:

- fylling over vann: 1,35 - 1,45
- fylling i vann/sjø: 1,50 - 1,55

Ved fylling i sjø/vann er det viktig å være oppmerksom på at det går med mye mer masse enn teoretisk beregnet i profilene, kanskje helt opp til 20 %. Årsaken er at en god del masse havner utenfor fyllingsprofilen pga unøyaktig fylling eller sterk strøm, noe går med til egensetning i fyllinga og noe går med til å fortrenge løsmasser.

2.3.1.4 Fyllingsskråninger

Sprengt stein av rimelig god kvalitet og gunstig kornfordeling får en stabil skråningshelning ved fri fylling fra tipp:

- Over vann
Helningen blir ca. 1: 1,25
- Under vann
Helningen blir 1:1,3 - 1:1,5

Dette er helninger som gir en stabil fyllingsoverflate når skråningsflatene er jevne, og ikke påkjennes av ytre krefter, miljøkrefter (strøm, bølger, isgang o.l.). Brattere helninger anses ikke å gi tilfredsstillende stabilitet.

Fyllinger som bygges opp med lagvis utlegging, kan legges med skråningshelninger slakere enn 1:1,25 over vann, og slakere enn 1:1,3 under vann, dersom stabilitet, bæreevne eller estetikk tilsier slakere helning.

Fyllinger av sprengt stein kan legges med skråningshelning brattere enn 1:1,25. Dette forutsetter lagvis utlegging og stein med egnet form og størrelse i skråningsflaten. Skråningen må ordnes, dvs. hver stein må plasseres individuelt slik at skråningen blir stabil. Tilfredsstillende stabilitet for skråningen skal påvises ved beregninger.

Fyllinger som bygges opp av sprengt stein med dårlig kvalitet og/eller skifrig steinform (flakstein) og ugunstig størrelsesfordeling (mye subbus), eller ved fri fylling fra tipp, kan få betydelig slakere helning på skråningene.

Stein fra	Bratteste stabile skråningshelning			
	God stein kvalitet og kubisk kornform		Dårlig steinkvalitet og skifrig kornform	
	Over vann	Under vann	Over vann	Under vann
Dagbrudd	1 : 1,25	1 : 1,3	1 : 1,4	1 : 1,5- 1 : 2
Tunnelsprengning	1 : 1,3	1 : 1,3 - 1 : 1,5	1 : 1,4 - 1 : 1,5	1 : 1,5 – 1 : 1,6
Fullprofilmaskin	1 : 1,5	---	1 : 2-1 : 4	---

Figur 2-3-3 Antyder bratteste stabile fyllingsskråning avhengig av måten steinen er produsert på og steinkvalitet.

Eksempler på stein av god kvalitet er granitt, gabbro og gneis. Eksempler på dårlig stein kan være fyllitt, glimmerskifer og andre sterkt forvitrede og forskifrede bergarter.

2.3.1.5 Miljøkonsekvenser

Det må utredes om og hvordan steinfyllinger påvirker miljøet, spesielt landskapsmessig. Overflaten av steinfyllinger på land kan mettes med jord og tilsåes, selv ved skråningshelninger 1:1,25. Tykkelsen av jordlaget bør være ca. 10 cm.

Dersom en ønsker beplantning i skråningene må det påføres et tykkere jordlag. Det må i så fall brukes slakere skråninger enn 1: 1,25 for å unngå siging i jordlaget.

Fyllinger i elv, vann eller sjø kan føre til endring i strømforholdene som igjen kan føre til erosjon. Husk å kontakte NVE som konsesjonsbehandler søknader om tiltak og fører tilsyn med miljø og sikkerhet i vassdrag.

Forholdene må vurderes, og om nødvendig studeres i modell, for å kunne bedømme virkningen av inngrep som fyllingene gir i bestående miljøforhold. Forhold som det kan være nødvendig å vurdere:

- Landskapsutforming / estetikk
- Strømforhold
- Bølgepåkjenninger
- Endret strømretning
- Oppstuvning
- Utskifting av vann
- Endring av saltgehalt (frysing)
- Isforhold/isgang

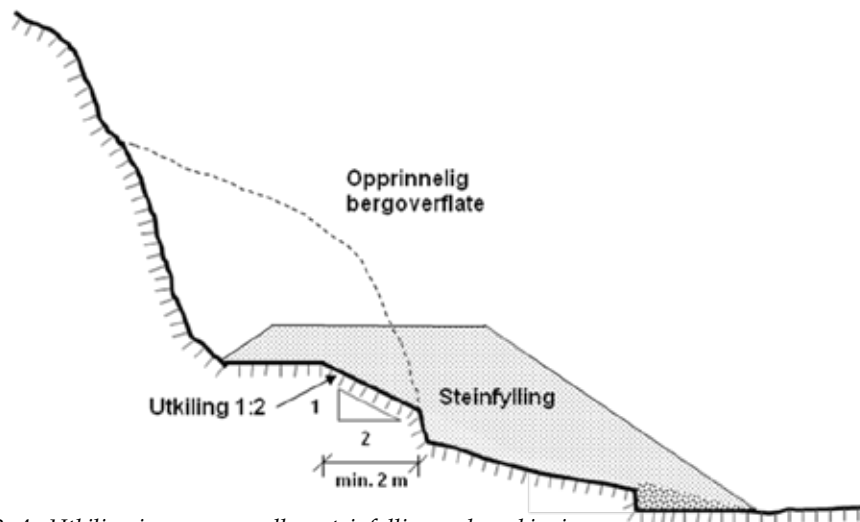
Det vises også til kapittel 3.

2.3.2 Vegfylling på land

2.3.2.1 Geometri

Geometrien av fyllingen og fyllingsområdet er bestemt av profil og skråningshelning. Under normale forhold, og når en har tilgang på stein av god kvalitet og gunstig størrelsesfordeling, vil det være naturlig å bruke skråningshelning 1: 1,25.

I overgangen mellom steinfylling og bergskjæring skal det under frostsone utføres utkiling i minimum 2 m bredde med helning 1:2 i tverrprofilen (halvskjæring) og i vegens lengderetning, se Figur 2-3- 4. Over frostsone skal utkilingen være 1:10 i lengderetningen.



Figur 2-3- 4 Utkiling i overgang mellom steinfylling og bergskjæring

2.3.2.2 Utlekking

- Fyllingshøyde < 6 m

Under normale forhold og med vanlige krav til egensetninger, kan fyllingen legges ut fra endetipp i nivå 1 m under planum (traubunn). Dersom terrenget skråner 1:3 eller brattere i vegens tverretning, bør steinfyllingen legges ut og komprimeres lagvis og dersom det er strenge krav til setninger må fyllingen bygges opp lagvis som beskrevet for fyllinger > 6 m. Fyllingsmaterialene skal bestå av samfengt sprengt stein med største steinstørrelse inntil $\frac{2}{3}$ av fyllingshøyden men med største sidekant $\leq 1,5$ m. Mindre steinstørrelser, for eks. 0,5 m vil imidlertid bidra til å hindre separasjon av massene ved utlegging fra endetipp. Massene tippes inne på fyllingen og skyves utfor tippene med tippmaskin. Det må kontinuerlig påses at fyllingsskråningene er jevne og legger seg i forventet skråningshelning. Dersom det bygger seg opp bratte partier eller overheng, må skråningen slakes ned.

På nivå 1,0 m under planum skal det utføres komprimering. Komprimeringen foretas med vibrerende vals i henhold til krav gitt i Figur 2-0- 14.

Resten av fyllingen opp til planum legges ut i ett lag. Det brukes masse med største steinstørrelse $\leq \frac{2}{3}$ av lagtykkelsen. Planum (traubunn) mettes med ikke telefarlige materialer og avrettes. Det komprimeres med vibrerende vals. i henhold til krav angitt i Figur 2-0- 14. Det er viktig at det komprimeres over hele flaten, helt ut til skråningen.

- Fyllingshøyde > 6 m

Når fyllingshøyden er > 6 m, bør fyllingen legges ut lagvis med lagtykkelse 1–3 m. Hvert lag komprimeres. Massene kan bestå av sprengt stein med største steinstørrelse lik $\frac{2}{3}$ av lagtykkelsen men med største sidekant $\leq 1,5$ m.

Det komprimeres med vibrerende vals i henhold til krav gitt i Figur 2-0-14.

Det er nødvendig at finplanering av skråningen utføres etter hvert som fyllingshøyden øker for å unngå ustabile partier. Dersom fyllingsskråningene skal dekket med jord, er det ofte fordelaktig at jordmassene påføres etter hvert som fyllingshøyden øker da det kan være vanskelig å utføre slike arbeider fra toppen av fyllingen.

2.3.2.3 Setninger

Fylling utlagt fra endetipp og komprimert som anvist, vil få egensetninger av størrelsesorden inntil 1 % av total fyllingshøyde. Setningene ventes å vare minst 6 mnd, men vil kunne påskyndes ved kraftig nedbør, eller ved kraftig vanning / spyling under utlegging.

Utlegging om vinteren når det er frost, vil føre til mindre effekt av komprimeringen, og vil kunne føre til økede egensetninger i fyllingen. Setningene vil også strekke seg over lengre tid enn tilfellet er når fyllingen legges ut i mildvær.

Fylling som bygges opp i 3 m tykke lag og komprimeres for hvert lag, kan få egensetninger i størrelsesorden inntil 0,5 % av fyllingshøyden. Størsteparten av setningene ventes å være avsluttet 6 måneder etter utlegging. Setningene kan reduseres ytterligere ved å redusere lagtykkelsen og øke komprimeringsarbeidet.

Se for øvrig krav til setninger i Hb 018, kap. 204 (ref. 1).

2.3.3 Fyllingshode for brufundamenter på land

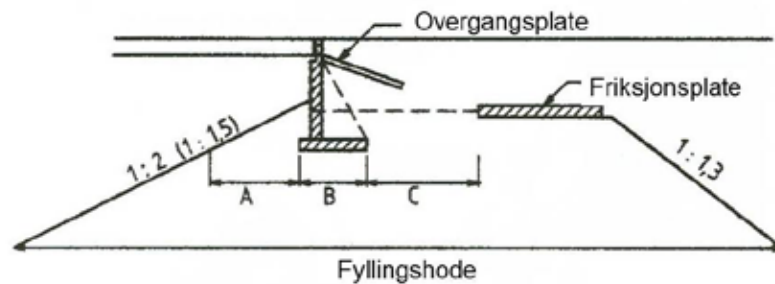
Fyllingshode som skal bære fundament for direkte fundamentert brulandkar, må utføres med tanke på stabilitet, egensetninger og bæreevne for konstruksjonen. Stabilitet og setninger med hensyn på undergrunnen må kontrolleres ut fra de krav som konstruksjonen stiller.

2.3.3.1 Direkte sålefundamentering

Direkte sålefundamentering i steinfylling må vurderes og beregnes ut fra krav til hva konstruksjonen kan tåle av deformasjoner. Det er derfor viktig at en avklarer med bruplanleggerne hva som kan aksepteres av kortvarige og langvarige deformasjoner. Erfaringer viser at når fyllingene er utført i henhold til bestemmelsene vist nedenfor og med forbelastning utført i henhold til kapittel 1.1, vil setninger og deformasjoner være under kontroll.

Brulandkar på såle i steinfylling er normalt teknisk beste og mest økonomiske utførelsesmetode sammenlignet med andre fundamenteringsmetoder. Et prosjekteksempel på slik bruk med forbelastning er vist i Kap. 1.1.5.

Figur 2-3- 5 viser lengdeprofil av fyllingshode med brulandkar. Side- og frontskråninger legges med skråningshelning 1: 1,5 - 1:2.



Figur 2-3- 5 Lengdeprofil av fyllingshode m/brulandkar. Verdier for A og C er gitt i Håndbok 016 kapittel 6.4.

For dimensjonering av landkarsåle i fylling av sprengstein vises det til Håndbok 016 Kapittel 6.4 og ved bruk av friksjonsplate til Kapittel 9.5.

2.3.3.2 Rensk

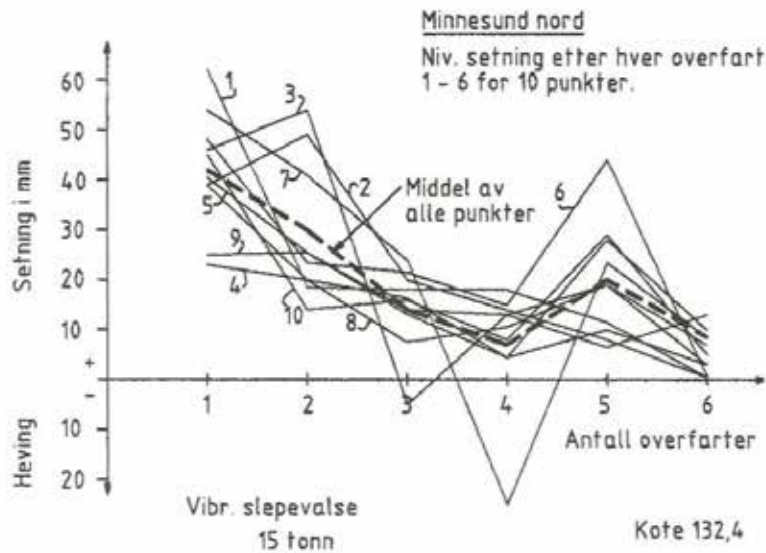
I tillegg til vanlig rensk må matjord, stubber og røtter fjernes under hele fyllingshodet. Bløte topplag må vurderes fjernet, og behov for eventuell masseutskifting og / eller filterlag må vurderes.

2.3.3.3 Utlekking

For å tilfredsstille krav til stabilitet og egensetninger skal fyllingen legges ut lagvis og komprimeres for hvert lag. Lagtykkelsen kan være 1-2 m avhengig av steinkvalitet, størrelsesfordeling av steinmaterialene og komprimeringsutstyr.

Største steinstørrelse må tilpasses lagtykkelsen og kan bygge inntil halvparten av lagtykkelsen ved utlegging, eller største sidekant 1 m. Massene planeres ut med doser, og riktig lagtykkelse bør sikres ved bruk av laser, eller ved nivellering / flising eller GPS i doseren.

Hvert lag komprimeres med vibrerende slepevals med linjelast 30–45 kN/m, avhengig av lagtykkelse og krav til kvalitet (setninger). Antall overfarter (passeringer) vil variere fra 5 til 10, avhengig av massen på valse, lagtykkelse, steinkvalitet og gradering. Nødvendig antall passeringer kan bestemmes ut fra forsøk. Det nivelleres merkede punkter på fyllingen etter hver overfart, og nødvendig antall overfarter bestemmes når flere overfarter ikke gir ytterligere setninger på laget.



Figur 2-3-6 Eksempel på komprimeringskontroll ved nivellering. 6 overførter ble funnet nødvendig.

Det er viktig at planering og komprimering av hvert lag utføres ut til teoretisk skråning.

2.3.3.4 Forbelastning/setninger

Når fyllingen er bygd opp lagvis og komprimert opp til underkant fundamentsåle, er det aktuelt å legge ut forbelastning på fyllingshodet. Det legges da ut masser i en høyde som utgjør en belastning som tilsvarer minst fremtidig såletrykk. Overhøyden plasseres slik at den gir full belastning på hele fundamentflaten.

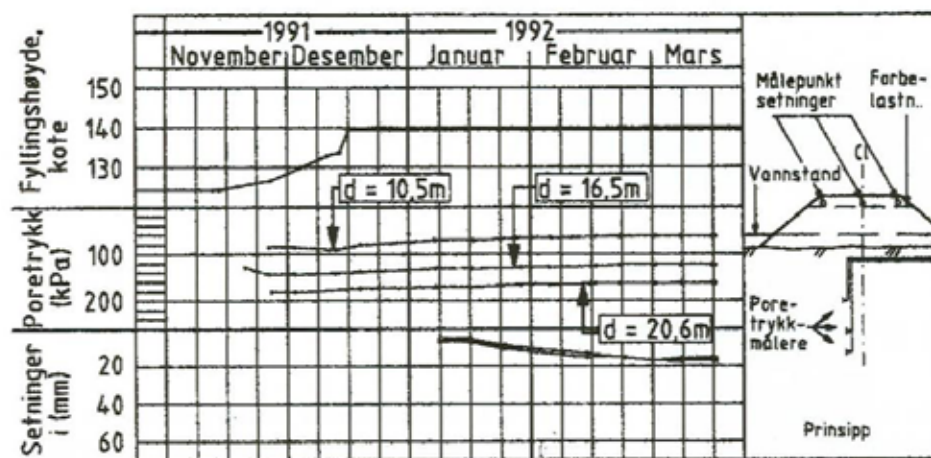
For fyllinger hvor en vesentlig del av setningene kommer i undergrunnen kan overhøyden tilpasses slik at forbelastningen minst tilsvarer framtidig belastning ved underkant av fyllingen.



Figur 2-3-7 Fylling for bruhode med setningsmålere der forbelastning delvis er lagt ut. Setninger måles ved nivellering av topp rør. (Foto: Nils Rygg, Veglaboratoriet)

Det utføres setningsnivellement som grunnlag for å avgjøre når forbelastningen kan fjernes. En liggetid for forbelastningen på 3-6 måneder er nødvendig for at egensetningene i fyllingen skal være unnagjort.

Utført som beskrevet vil fylling av stein av god kvalitet og gunstig korngradering gi ubetydelig egensetninger etter 4-9 måneder, 0,1-0,5 % av total fyllingshøyde. Forbelastning vil ytterligere redusere mulighetene for fremtidige setninger.



Figur 2-3-8 Eksempel på måling av setninger av 20 m høy fylling. Poretrykket i undergrunnen er målt.

Når setningsmålinger viser at setningene er opphørt, fjernes forbelastningen. Såleområdet avrettes med pukk og komprimeres. Det komprimeres med minimum 15 tonnsvibrerende slepevalse med 10 overfarer.

Etter at landkaret er bygd, eventuell friksjonsplate er utført, belastet og forankret i landkaret, utføres tilbakefylling til landkaret.

Eventuell oppspenning av stag fra friksjonsplate utføres når landkaret er tilbakefylt.

Sikring rundt landkaret mot erosjons fra strømmende vann og bølgeerosjon må fullføres umiddelbart etter at, eller samtidig med at andre avsluttende arbeider med landkar og tilstøtende fylling er ferdig.

2.3.3.5 Pelefundamentering

Når forutsetningene for å bruke sålefundamentering i steinfylling blir vurdert utilfredsstillende, må belastningene fra landkaret overføres til fast grunn under steinfyllinga, ved bruk av peler.

Årsaker til at sålefundamentering ansees uegnet kan være:

- Mangel på egnede fyllmasser (det refereres til pkt 2.3.1.3).
- Vanskelige forhold som kan føre til utilstrekkelig komprimering / utførelse.
- Krav til setninger, deformasjoner og stabilitet som ikke kan garanteres oppfyllbare.
- Ønske om å bruke brattere skrånninger foran og på sidene av landkaret.

- Peletype

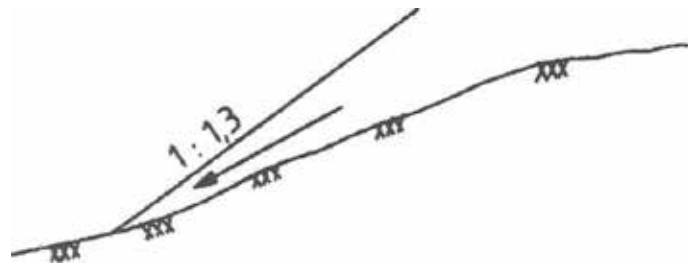
Stålrørspeler kan rammes gjennom utlagt steinfylling som består av sprengt stein med steinstørrelse mindre enn 0,5 m.

På grunn av påkjenning under ramming må tykkelsen av rørveggen være som beskrevet i Hb 016, Kap. 11.16 og Peleveiledningen

Tykkelse av rørvegg må også vurderes i forhold til pelediameter og tilført energi på peletopp. Stålrørspelen dimensjoneres, armeres og utstøpes på vanlig måte. Det må vurderes om det er nødvendig å ta hensyn til påhengskrefter, og bøyepåkjenninger på grunn av eventuelle skjærdeformasjoner. Forøvrig vises det til Peleveiledningen (ref. 4).

Stålkjernepeler og borede stålrørspeler er også aktuelle peletyper for fundamentering gjennom steinfylling. Det anbefales begrensning av maks steinstørrelse på tilsvarende måte som for rammede stålrørspeler, men dette er ikke i like stor grad en forutsetning for gjennomførbarhet for disse peletypene.

2.3.4 Fylling i vann/sjø



Figur 2-3-9 Glidning på bart berg

2.3.4.1 Fyllingsmaterialer

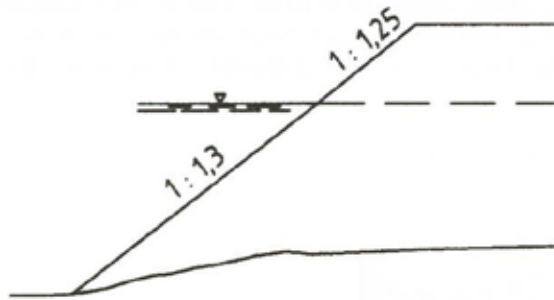
Ved fylling i vann/sjø må massene fortrinnsvis bestå av sprengstein. Når fyllingen skal fortrenge bløte masser i grunnen er det en fordel at det fylles med stor stein for å sikre fortrengeing og unngå glidning.

Det er generelt fordelaktig at innholdet av finstoff og subbus er minst mulig. Det vises ellers til pkt. 2.3.1.3.

Steinmasser fra fullprofilmaskin kan ikke brukes.

2.3.4.2 Fyllingsgeometri

Fylling i vann vil få en skråningshelning 1: 1,3 - 1: 1,5, avhengig av kvaliteten og størrelsesfordeling av massene. Spesielt svake og skifrige materialer kan innta langt slakere skråning og bør unngås. Det vises ellers til punkt 2.3.1.3/2.3.1.4 når det gjelder krav til fyllingsmaterialer og forventet skråningshelning i vann.



Figur 2-3-10 Fylling i sjø, profil

2.3.4.3 Utlegging

Sprengt steinfylling i vann legges vanligvis ut fra tipp over vannstanden eller 1 m under planum. Massene skyves ut over tippa med doser eller plasseres med gravemaskin. I enkelte tilfeller er det også aktuelt å plassere massene med bruk av lekter ut fra sikkerhets-hensyn. Det må kontinuerlig påses at fyllingen får riktig (dvs. prosjektert) bredde ved fyllingsnivå. For å unngå utrasing på tippa må det, også av hensyn til sikkerheten for de som arbeider på fyllingen, systematisk utføres kontroll av skråningshelning. Bratte partier eller overheng må lokaliseres og slakes ned.

Slik skråningskontroll utføres med vanlig profilering (loddning) eller med ekkolodd med liten åpningsvinkel.

Bratte partier eller overheng slakes ned med gravemaskin, eller med sprenging, punkt 2.3.4.5.

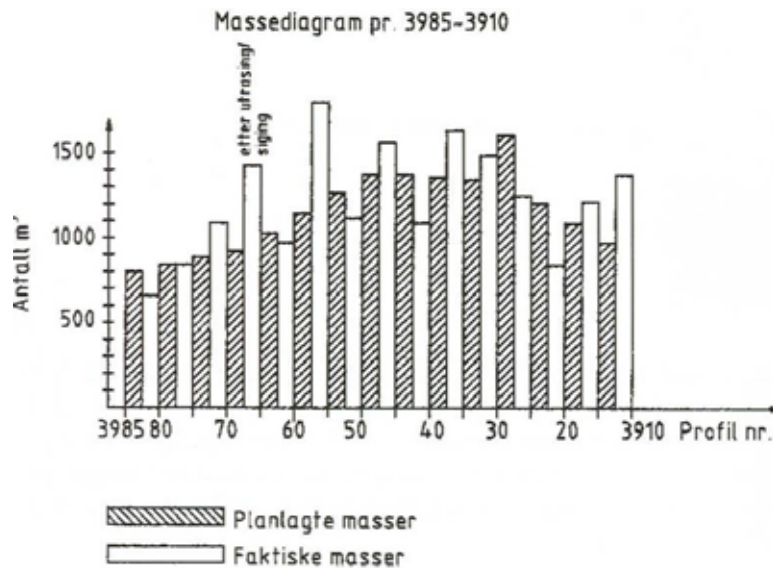
Vedrørende utførelse av erosjonssikring vises det til kapittel 3.

2.3.4.4 Fortrengning

Det må påses at eventuell fortrengning av bløte grunnmasser utføres samtidig med at fyllingen går fram.

Det skal på forhånd utarbeides plan for å sikre og kontrollere fortrengning.

Det må vanligvis utføres sprengning for å sikre tilfredsstillende fortrengning, punkt 3.4.5. Det må utføres nivellering av punkter på fyllingen før og etter sprengning for å kunne avgjøre om det er nødvendig med ytterligere sprengning. Kontrollen bør videre bestå i at tilkjørte massevolum sammenlignes med teoretisk og oppmålt fyllingsvolum (se Figur 2-3-11).



Figur 2-3- 11 Eksempel: Kontroll av massevolum

2.3.4.5 Sprengning

I forbindelse med utlegging av steinfyllinger i vann/sjø må det utføres sprengning for å sikre tilfredsstillende kvalitet med hensyn til stabilitet og setninger.

Det utføres to typer sprengning:

- a) Sprengning for å sikre fortrengning og for å komprimere fyllingen.
- b) Sprengning for å sikre skråningsstabiliteten og for å komprimere fyllingen.

- Sprengning ved/under fyllingsfot:

For å oppnå stabil fylling i vann/sjø forutsettes det at bløte masser fortrennes, og at fyllingen setter seg (komprimeres). Det er viktig at det ventes en god stund før arbeid med maskiner og mannskap på fyllinga gjenopptas etter sprengning. Erfaring viser at det kan ta rela-

tivt lang tid ($\approx \frac{1}{2}$ time) før ettervirkningene av sprengingen med etterglidninger opphører. Det er forbundet med fare for personer og utstyr å være på fyllingen før ettervirkningene opphører.

Fortrenging oppnås ved kombinasjon av fyllingens vekt og sprenging i løsmassene under/ ved fyllingsfot.

- Plassering i rør:

Ladninger på 10–15 kg plasseres i stålrør som trykkes/rammes ned foran og inntil fyllingsfot. Avstanden mellom rørene bør være 5–10 m, avhengig av tykkelsen av laget som skal fortrenses. Slik sprenging utføres hver ca. 5 m fyllingen avanserer. Det må brukes forladning. Rørene fordemmes, f.eks. med sand eller vann.

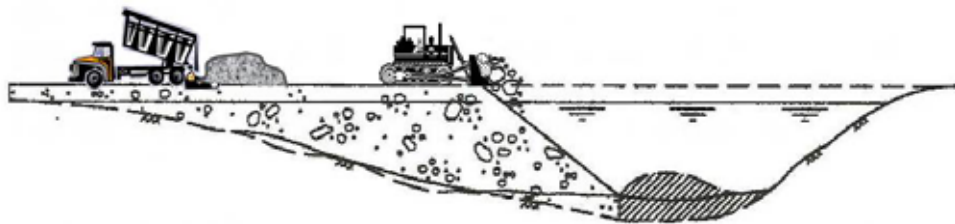
Vanligvis må det brukes stålrør som trykkes eller rammes ned i løsmassene. Arbeidet utføres fra flåte, eller fra båt. Bruk av borrhigg eller annet hydraulisk utstyr for å trykke eller ramme ned rørene har vist seg fordelaktig.

- Pakker av sprengladninger:

Når vanddybden er større enn 20–25 m er det vanskelig å håndtere rør fra flåte. Bruk av dykker ved fyllingsfot frarådes på grunn av faren for ras i skråningen. Ved vanddyp over 20–25 m kan sprenging som skal påskynde og sikre fortrenging utføres med ladninger, som senkes ned fra båt, og plasseres på løsmassene ved fyllingsfot. Ladninger på 6 - 16 kg plasseres med 5–10 m mellom ladningene. For å kunne kontrollere at ladningene kommer på riktig sted og står riktig kan det brukes undervanns videokamera som overfører bilde til fartøyet.

Ved opptil 5 m løsmasse over berg kan dynamittpakker på 10–20 kg senkes ned foran fyllingsfot med avstand 5–10 m for hver 5. m fyllinga avanserer. Ladningen trekkes inntil fyllingsfoten ved hjelp av tau fra fyllinga.

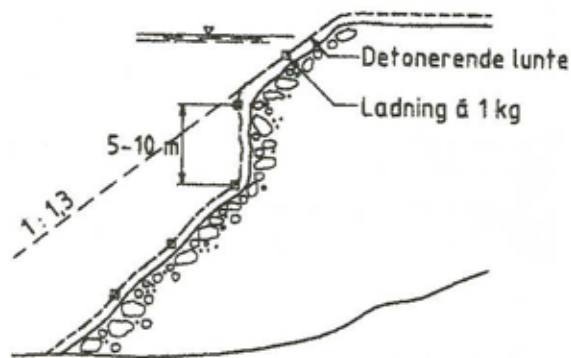
Når fyllingen legges på bart berg, legges dynamittpakker på 10 - 20 kg som senkes ned nær fyllingsfot for hver 10 m fyllingen avanserer.



Figur 2-3- 12 Utlegging av steinfylling med fortrenging av bløte masser

- Sprenging på fyllingsskråningene:

Komprimering av fyllingene og utjevning av skråningene oppnår en ved systematisk sprenging på flere nivåer av fyllingsskråningen. Sprenging må utføres på fyllingsfronten og på begge sider etter hvert som fyllingen går fram. Ladninger på 1–3 kg festes til detonerende lunte, se Figur 2-3-13. Avstand mellom ladningene 5–10 m.

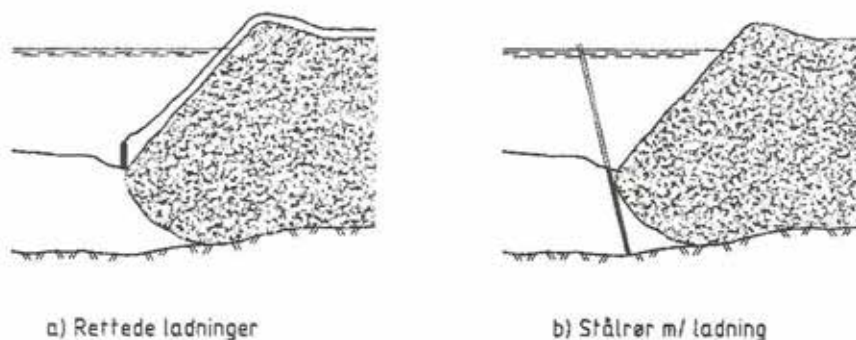


Figur 2-3-13 Sprenging i fyllingsskråning

- Rettebete ladninger:

Rettebete ladninger senkes ned fra båt eller flåte til planlagt plassering.

- Alternative måter å plassere sprengladninger på er vist i kap. 1.3.2.6 (Flekkefjordmetoden I og Aurlandsmetoden).
- I tillegg kan Flekkefjordmetoden II benyttes til ettersprenging av hele eller deler av fyllinga. Det er en metode hvor en borer hull ned i fyllinga med samme type utstyr som ved rekkverkssetting.



Figur 2-3-14 Plassering av a) rettebete ladninger og b) stålrør med ladning.

Behov for sprenging vurderes, og detaljert plan utarbeides.

2.3.4.6 Skade på fisk

Forhold til fiskeskade må vurderes inngående. I tidlig planfase bør forhold til fiskeoppdrett avklares. Direkte kontakt med slik virksomhet kan gi gunstige avtaler med hensyn til midlertidig flytting av merder og lignende midlertidige løsninger.

Myndighet når det gjelder forhold til fiskeinteressene har:

- Fiskerisjefen i fylkene
- Miljøkontoret i fylkene
- Kystdirektoratet
- Fiskeridepartementet

Ved undervannssprenginger oppstår store trykkendringer i vannet. Trykket forplanter seg i alle retninger med en hastighet av ca. 1500 m/sek.

Trykkstigningen blir etterfulgt av trykksvingninger, og det oppstår negative trykk. Formen på trykksvingningen er avhengig av sprengstoffets plassering. Trykkpuls avtar relativt raskt med økende avstand fra sprengningen. Ved bruk av trykkluftsgardin rundt sprengladningen har det vist seg at resulterende trykkpuls fra sprengningen kan reduseres til 1/10 på yttersiden av gardinen (ref 7).

Det er kjent at fiskearter som har svømmeblære, er følsomme for negative trykkendringer. De forskjellige fiskearter og arter av skalldyr vil således reagere forskjellig avhengig av om de har gassfylte hulrom. Det er utført undersøkelser av hva forskjellige fiskearter kan tåle i forbindelse med undervannssprenginger. En kan derfor i litteraturen finne data for hva forskjellige fiskearter kan tåle (ref. 7 og 8). Det er imidlertid viktig å skille mellom sprengning av berg under vann (hvor ladningen er innspent og mye av energien går med til å knuse ber) og frie ladninger i vann.

Basert på de data som foreligger for fisk med svømmeblære (torsk, sild, sei m.m), vil en være på den sikre siden med hensyn til de arter som ikke har svømmeblære (flyndre, makrell m.m.).

I nærheten av et sprengingsområde vil en kunne oppleve stor fiskedød dersom fiskekonsentrasjonen er høy. To arter fiskebestand er aktuell, nemlig den stasjonære og den som vandrer forbi (den pelagiske). Det finnes kunstige virkemidler for fjerning av fisk fra et område.

Den enkleste måte å få fjernet frittvandrende fisk fra et område på antas å være at man detonerer en liten ladning (1–2 kg) i vannet kort tid (2 min.) før hovedladningen sprenges.

Fisk i merder er mer følsomme for trykkendringer enn vill fisk. Fisk i merder som ligger nær sprengingsstedet er derfor maksimalt utsatt.

Trykkmåling kan utføres med hydrofoner. Målt trykk refereres til hva ulike fiskeslag kan tåle, anslagsvis en trykkstigning $< 0,5 \text{ kg/cm}^2$ for fisk i merder.

For at fisk i merder ikke skal ta skade antas det at avstanden fra sprengingsstedet til merder må være $> 2000 \text{ m}$, eller at merdene ligger i skyggen av øyer, nes eller lignende.

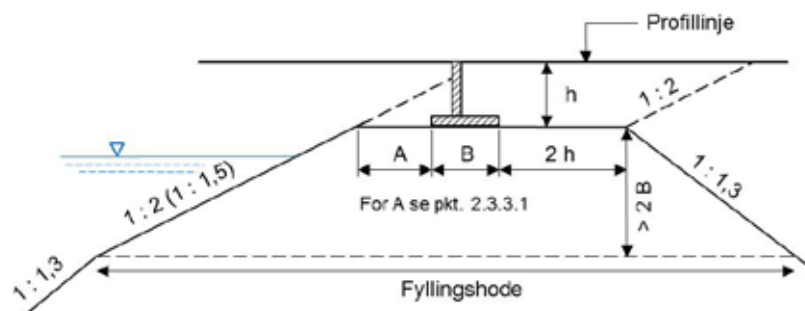
2.3.5 Fylling for brufundamenter i vann/sjø

For fylling, i vann/sjø, som skal bære direktefundamentert landkar, må det settes spesielle stabilitets- og setningskrav. Erfaringer viser at selv høye fyllinger lagt ut i dypt vann kan gi tilfredsstillende bæreevne og setningsforhold. Det er imidlertid viktig at utforming og utførelse av slike fyllinger er best mulig kvalitetssikret. Det gjelder hele planleggings- og anleggsfasen.

Når det gjelder grunnleggende krav som grunnundersøkelser, fyllingsmaterialet og generelle sikringstiltak vises det til punkt 2.3.3.1 og til håndbok 016; Geoteknikk i vegbygging (ref. 2).

Dersom kravet til hva konstruksjonen kan tåle når det gjelder setninger og forskyvninger, ikke kan forventes oppfylt, eller om fyllingsmaterialet er av tvilsom kvalitet, bør en velge å fundamenterer på peler gjennom steinfyllingen.

2.3.5.1 Fyllingsgeometri

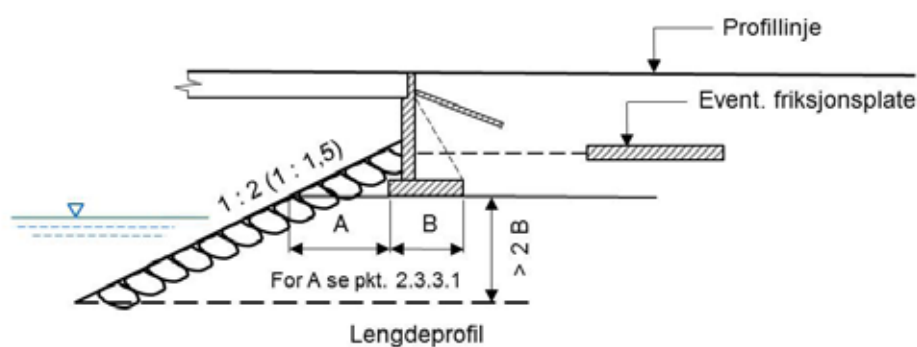


Figur 2-3-15 Fyllingsdimensjoner for brulandkar, lengdeprofil

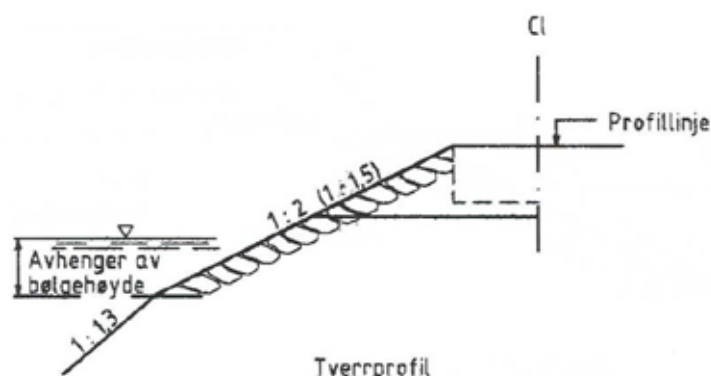
Fyllingshodets som skal bære direktefundamentert søle, må utformes for å gi bæreevne og nødvendig erosjonssikring. Med fyllingshodet forstås fyllingsfronten som vist på Figur 2-3-15.

Ned til dybde 4 - 5 m under vannstand eller til $2B$ (B er definert på Figur 2-3-15) under u.k. såle slakes fyllingsskråningene ned til helning $1:1,5$ (se pkt. 2.3.3). Under dette nivå forutsettes skråningshelning $1:1,3$ som er stabilisert for eksempel med sprenging på overflaten.

Fyllingen skal utformes som vist på Figur 2-3-17 i tverrprofilet og Figur 2-3-16 i lengdeprofilet.



Figur 2-3-16 Profil av fylling med brulandkar. Lengdeprofil



Figur 2-3-17 Profil av fylling med brulandkar. Tverrprofil

2.3.5.2 Utlekking

Fyllingen legges ut som beskrevet i punkt 2.3.4.3 til et nivå umiddelbart over vannstanden. Det må påses at fyllingsbredden blir stor nok for nedslaking av skråningene ned til 4–5 m under vannoverflaten.

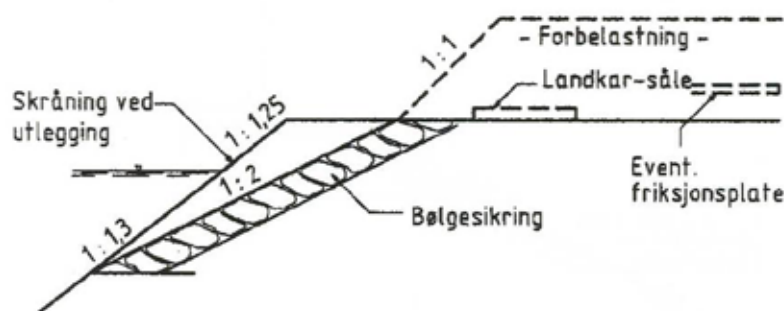
Når nedslaking av skråningene er utført, utføres komprimering på nivå umiddelbart over vannstanden. Det komprimeres med vibrerende slepevalse, med linjelast 30–45 kN/m og 5–10 overfarer (se Figur 2-0-14).

Erosjonssikring, bølgesikringslaget, legges ut samtidig med at fyllingen legges videre opp. Fyllingen legges ut i 1–2 m tykke lag og komprimeres med 15 tonnns vibrerende valse med 10 overfarer pr. lag. Største steinstørrelse kan være inntil 2/3 av lagtykkelsen, eller maks 1 m. Det vises til pkt. 2.3.3. Mindre steinstørrelser, for eks. 0,5 m vil imidlertid bidra til å hindre separasjon av massene ved utlegging fra endetipp. Dersom det skal slås peler (stålrør eller stålkjerner) gjennom fyllingen kan største sidekant på steinen være 0,5 m.

Det utføres nødvendig sprengning for å sikre eventuell fortrenning, og for å stabilisere skråningsflatene. Det vises til punkt 2.3.4.5.

2.3.5.3 Forbelastning/setninger

Når fyllingen er utlagt og komprimert opp til nivå u.k. landkarsåle, legges forbelastning på fyllingsfronten. Forbelastningen skal tilsvare minst beregnet grunntrykk for konstruksjonen (brukslast).



Figur 2-3- 18 Fyllingsfront med forbelastning.

Forbelastningen skal ligge i 3–6 mnd., eller så lenge at setningsnivellelement viser at setningene er opphørt. I værharde strøk er det viktig at det i liggetiden for forbelastningen forekommer minst 1 storm med nedbør.

Setningsmåling utføres som beskrevet i punkt 2.3.3.4.

2.3.5.4 Dypkomprimering

Metoden er omtalt i kap. 1.11 og kan være aktuell i de tilfellene det ikke er tid til å vente på forbelastning eller det er vanskelig å få til forbelastning

2.3.6 Kontroll og oppfølging

Det skal utarbeides kontrollplaner for prosjekter med fylling av sprengt stein. Kontrollplanene skal omfatte kontrolltiltak som har betydning for å sikre at arbeidene utføres i henhold til planene og sikre mannskap og utstyr mot alvorlig ulykker.

Kontrollplaner bør inneholde følgende punkter:

- Geometri:

Det skal påses at utfylling med eventuell massefortrenging utføres til planlagt profil, og i planlagt bredde.

- Fyllingsområdet:

Det skal kontrolleres at fyllingsområdet er klargjort m.h.t. fjerning av matjord, trær, stubber og røtter.

Det skal videre påses at eventuelt filterlag under fyllingen er lagt ut som planene forutsetter.

- Masser:

Det skal kontrolleres at fyllmassene er som forutsatt m.h.t. steinkvalitet, steinstørrelse og fordeling, og m.h.t. subbusinnhold.

- Utlegging:

Det skal påses at steinmassene legges ut som forutsatt m.h.t. utfyllingsnivå, anleggsutstyr og lagtykkelse som dokumenteres.

- Komprimering:

Det skal påses at forutsatt komprimeringsutstyr anvendes, og at utstyret er mekanisk i orden. Det skal kontrolleres at det kjøres forutsatte antall overfarter. Effekten av komprimeringen kan kontrolleres ved nivellering av punkter på fyllingen etter hver overfart.

- Skråningshelning:

Av sikkerhetsmessige grunner skal det kontinuerlig kontrolleres at fyllingsskråningene til en hver tid er jevne, uten overheng, og med helning som forutsatt. Oppfølging dokumenteres med profilering.

- Sprenging:

Det skal påses at sprenging utføres som forutsatt. Virkningen av hver sprenging skal dokumenteres med nivellering og profilering. Noen ganger tar det tid før ettervirkningen av sprengingen kommer til opphør ($\approx 1/2$ time) og ferdsel på fyllingen med maskiner og mannskap skal først skje etter at all ettervirkning har opphørt. Risikovurdering må utføres og instruks utarbeides for arbeid på fyllingen.

- Erosjonssikring:

Det skal påses at erosjonssikring utføres med prosjektert steinstørrelse, tykkelse, til forutsatt dybde og opp til prosjektert høyde. Det må kontrolleres om det er behov for filterlag under sikringslaget, og det vises til kapittel 3.

2.3.7 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (2) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 6. utgave, Oslo 2010.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (3) NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Eurokode 7, in Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler. 2008, Standard Norge: Oslo.
- (4) Peleveiledningen 2005. Den Norske Pelekomité, Norsk Geoteknisk Forening. utgave 2005.
- (5) Detonik A/S, Fortrenging av løsmasser. Stabilisering av fylling i sjø. Brev. 1992.
- (6) Per Øystein Funderud, Erfaring fra bruk av rettede ladninger (Perfolit) til massefortrenging /stabilisering av fylling i vann. Dyno Consult A.S , prosjekt nr. 22702. Sandvika 1990.
- (7) Tor Larsen, Erling Kjellsby, Steinar Olsen, Effekter av undervannssprengning på fisk, Havforskningsinstituttet i Bergen, Senter for marine resurser, Nr. 11, 1993.
- (8) Per Helge Thom, Toleransengrenser for fisk ved undersjøiske sprngningarbeider, Parametere for ladning og sprengning – avstander, Fjellsprengningsdagen 2011, Norsk Jord og Fjellteknisk Forbund, Oslo 2011

2.4. Fyllinger av lette masser

2.4.1 Generelt

Veiledningen behandler lettklinker (LWA), ekspandert polystyren (EPS), skumglass og oppkuttete bildekk. I tillegg er en del andre materialer nevnt kort. Både lettklinker, EPS og skumglass kan benyttes til oppbygging av vegfyllinger når geotekniske forhold gjør at vekten av konstruksjonene er avgjørende for stabilitets- og/eller setningsforholdene.

Bruksområder for materialene:

- Reduksjon av last på undergrunn, både på ny og eventuelt gammel setningsskadet veg.
- Reduksjon av jordtrykk mot støttemurer og landkar.
- Utjevning av differensialsetninger i overgang til konstruksjoner.
- Utbedring av rasområder.
- Kompensert fundamentering.

I tillegg vil EPS ha følgende bruksområder:

- Plassbesparende tiltak.
- Utnytting av oppdriftsegenskaper (flytende veger).

Ved bruk av ekspandert polystyren (EPS), lettklinker (løs Leca) og skumglassgranulat kan oppdrift skape problemer ved høy vannstand. Det skal sikres at tyngden av fyllingen er større enn oppdriften ved maksimal flomvannstand. Påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mot løfting (UPL) skal i henhold til NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 (Ref. 17) utføres ved å kontrollere at

$$V_{dst,d} \leq G_{stb,d} + R_d \quad \text{der}$$

$V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d}$ dimensjonerende verdi av kombinasjonen av destabiliserende permanente $G_{dst,d}$ og variable vertikale $Q_{dst,d}$ påvirkninger.

og $G_{stb,d} + R_d$ dimensjonerende verdi av stabiliserende permanente vertikale påvirkninger $G_{stb,d}$ og dimensjonerende verdi av eventuell tilleggsmotstand mot løfting R_d (friksjon, forankring med peler, stag etc.).

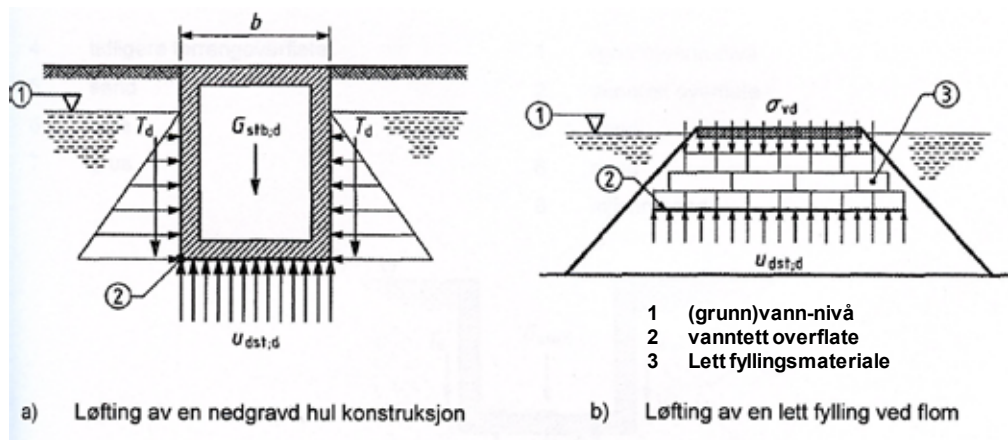
Anbefalte minimumsverdier for partiafaktorer for lastvirkninger er satt til $\gamma_{G,sup}(\gamma_{G;dst}) = 1,1$, $\gamma_{G,inf}(\gamma_{G;stb}) = 0,9$ og $\gamma_{Q,1}(\gamma_{Q;dst}) = 1,5$. For R_d benyttes partiafaktorer som angitt i kapittel 0, 10 og 11 i Håndbok 016 (Ref. 2).

For påvisning av nødvendig sikkerhet mot oppløfting av konstruksjoner hvor det anvendes lette fyllmasser som vist på Figur 2-4- 1b) benyttes partiafaktorer for lastvirkninger

$\gamma_{G,\text{sup}}(\gamma_{G,\text{dst}})$ og $\gamma_{G,\text{inf}}(\gamma_{G,\text{stb}})$ som samlet gir en sikkerhet på minst $\gamma_{\text{tot}} \geq 1,3$ dvs.

$$\gamma_{OP} = \frac{\gamma_{G,\text{stb}} \cdot \sigma_{v;d}}{\gamma_{G,\text{dst}} \cdot u_{\text{dst};d}} \geq 1,1 \text{ med verdier for } \gamma_{G,\text{dst}} \text{ og } \gamma_{G,\text{stb}} \text{ som vist ovenfor.}$$

$$\text{Dvs. } \gamma_{\text{tot}} \geq \gamma_{OP} \cdot \frac{\gamma_{G,\text{sup}}(\gamma_{G,\text{dst}})}{\gamma_{G,\text{inf}}(\gamma_{G,\text{stb}})} = 1,1 \cdot \frac{1,1}{0,9} = 1,3$$



Figur 2-4-1 Krefter som påvirker konstruksjoners stabilitet mot oppløfting

Byggetekniske egenskaper og normale utleggingsdata for de mest aktuelle typer lette masser er vist i Figur 2-4-2.

Både EPS, lettklinker og skumglass er kjemisk stabile materialer under vanlige forhold og vil ikke ha noen miljømessige uheldige innvirkninger på omgivelsene. Ekspandert polystyren skal imidlertid ikke inneholde bromerte flammehemmere. EPS inneholder ikke stoffer av typen KFK som kan skade ozonlaget.

Materiale	Lettklinker		Ekspandert polystyren (EPS-blokker)	Skumglassgranulat
Materialkvalitet	Usortert 0–32 mm ¹⁾ Sortert 0–20 mm ²⁾		Trykkfasthet min. 100 kPa ved 5 % deformasjon	Let, 10–60 mm ³⁾ Standard, 10–60 mm ⁴⁾
Bæreevnegruppe ved dimensjonering av overbygning	3		6	3
Beregningsmessig tyngdetetthet i fylling, kN/m ³	Drenert: 5,5 usortert 5,0 sortert	Under H.G.V. ⁵⁾ 7,0 usortert 6,5 sortert	0,5 drenert tilstand 1,0 under H.G.V. ⁵⁾	3,5 lett 4,0 standard
Beregningsmessig tyngdetetthet mot oppfylling, kN/m ³ ⁶⁾	5,5 usortert 5,0 sortert		0,2	3,5
Volumendring ved komprimering, %	8–12		~ 0	15–25
U T L E G G I N G	Undergrunn leire/silt	Filterlag (separasjonslag)	Filter- og avrettingslag	Filterlag (separasjonslag)
	Maksimal lagtykkelse komprimert, m	1,0 ⁷⁾ 0,6 inntil landkar/-støttemur		1,0 ⁷⁾ 0,6 inntil landkar/-støttemur
	Komprimering	Beltegående maskin med beltetrykk ≤ 50 kN/m ² . Unngå nedknusing. Vibroplate ved landkar/støttemur 50–200 kg.	Blokkene stables i forband. Unngå gjennomgående skjøter.	Beltegående maskin med beltetrykk ≤ 50 kN/m ² . Unngå nedknusing. Vibroplate ved landkar/støttemur 50–200 kg
	Skråningshelning	Maks. 1:2	Vanlig fylling 2:1 Vertikal front vurderes spesielt	Maks. 1:1
	Overdekning på skrånninger	Min. 0,8 m vanlige jordmasser	Min. 0,25 m vanlige jordmasser	Min. 0,5 m vanlige jordmasser

- 1) Nominell tørr densitet < 400 kg/m³
- 2) Nominell tørr densitet < 300 kg/m³. Sorterte materialer har mindre egenstabilitet og krever noe mer oppfølging under utlegging og komprimering enn usorterte materialer.
- 3) Nominell tørr densitet < 180 kg/m³
- 4) Nominell tørr densitet < 225 kg/m³
- 5) H.G.V. betyr høyeste grunnvannstand
- 6) Ved fare for flom og neddykking av nytlagte masser må eventuell bruk av tørr tyngdetetthet vurderes
- 7) Ved bruk i vegoverbygning er maksimal lagtykkelse 0,6 m

Figur 2-4- 2 Lette fyllmasser

2.4.2 Lettklinker

2.4.2.1 Generelt

Lettklinker er tilvirket av leire som er tørket i store roterovner og ekspandert ved 1200 °C. Leiren blir omdannet til kuleform med et hardt keramisk skall rundt en indre struktur med små, luftfylte celler (ref. 15).

2.4.2.2 Materialkrav

Lettklinker kan leveres fra fabrikk i en rekke ulike sorteringer. Den mest vanlige til fyllingsformål er usortert lettklinker med graderinger fra 0/32 mm, men materialet kan også leveres sortert 10/20 mm.

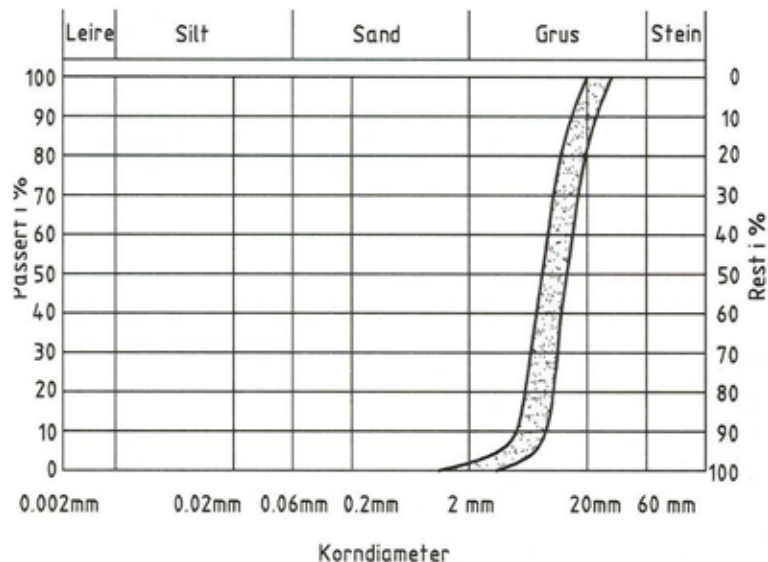
Krav til tørr tyngdetetthet ved levering av ukomprimert lettklinkermasse er $\gamma \leq 4,0 \text{ kN/m}^3$, for 0/32 mm fraksjonen og $\leq 3,0 \text{ kN/m}^3$ for sortert materiale. Sortert materiale har mindre egenstabilitet og krever noe mer oppfølging under utlegging og komprimering enn usortert materiale.

Typisk variasjonsområde i kornstørrelse for lettklinker (0/32 mm) er vist i Figur 2-4- 3. Prosentandelen av finstoff mindre enn 2 mm skal som et gjennomsnitt ikke overstige 4 %.

Måleomfang og kontrollmetode er beskrevet i 2.4.2.6.

I spesielle tilfeller som f.eks. ved utlegging av lettklinker under vann, kan tyngre sorteringer være aktuelle. Dimensjoneringskrav til slike fyllinger må vurderes spesielt i hvert enkelt tilfelle.

Det forutsettes at en eventuell separasjon av massene under transport er innenfor de krav som er gitt i 2.4.2.6.



Figur 2-4- 3 Variasjonsområde for lettklinkermateriale

2.4.2.3 Dimensjonering

Vegfyllinger av lettklinker skal utformes og dimensjoneres slik at beregningsmessig stabilitet og setninger blir akseptable. Sikkerhetsfaktorer skal være som for øvrige geotekniske beregninger.

- Dimensjonerende tyngdetetthet

Som dimensjonerende tyngdetetthet benyttes $\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$ for usortert materiale 0/32 mm og $\gamma = 5,0 \text{ kN/m}^3$ for sortering 10/20 mm under forutsetning av at fyllingen ligger drenert.

Fyllinger med lettklinker som helt eller periodevis vil ligge under vannstanden/ grunnvannsstanden skal ha en dimensjonerende tyngdetetthet på $\gamma = 7,0 \text{ kN/m}^3$ for sortert materiale 0–32 mm og $\gamma = 6,5 \text{ kN/m}^3$ for sortering 10/20 mm, se Figur 2-4- 2

Det må påregnes et øket forbruk av lettklinker på 8-12 % på grunn av komprimeringsarbeidet og unøyaktigheter i tverrprofilet.

- Sikring mot oppdrift

Det må kontrolleres at sikkerheten mot oppdrift er tilstrekkelig. Lettklinker skal vanligvis ligge drenert og over normal vannstand.

Dimensjonerende tyngdetetthet av lettklinker ved beregning av sikkerhet mot oppdrift skal være $\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$ for usortert materiale 0/32 mm og $\gamma = 5,0 \text{ kN/m}^3$ for sortert materiale 10/20 mm ved normale leveranser. Ved fare for flomnivå i høyde med nyutlagte fyllinger av lettklinker må eventuell bruk av tørr tyngdetetthet vurderes.

Det benyttes en partiafaktor mot oppdrift på $\gamma_{tot} \geq 1,3$ basert på høyeste sannsynlige vannstand innenfor en 200 års periode, se kapittel 2.4.1. Sikkerheten beregnes som forholdet mellom fyllingens tyngde mot bunnen under lettklinkerlaget dividert med opptredende oppdriftskraft. Opptredende oppdriftskraft pr. volumenhet E_{op} kan ut fra Arkimedes lov beregnes som:

$$E_{op} = \frac{V_s \cdot \gamma_w}{V} = \frac{V - V_p}{V} \cdot \gamma_w = (1 - n) \cdot \gamma_w \text{ kN / m}^3$$

Hvor V_s = Volum av korn

V_p = Volum av porer

V = Totalvolum

$n = V_p / V$ porøsiteten

For eksempel på beregning av sikkerhet mot oppdrift se avsnitt 2.4.2.7

Fyllingen må sikres mot flom både i anleggsfasen og senere.

- Jordtrykk

Bruk av lettklinker gir et redusert horisontalt jordtrykk sammenlignet med andre vanlige tilbakefyllingsmasser.

Følgende jordartsparemetere anbefales ved beregning av jordtrykk:

Karakteristisk friksjonsvinkel: $\phi = 35^\circ$

Attraksjon: $a = 0$

- Egendeformasjon

Det må påregnes ettersetninger i størrelsesorden 1 - 2 % av fyllingshøyden.

2.4.2.4 Utlegging, Tilpassing og Tildekking**- Oppbygging og komprimering**

Ved utfyllning med lettklinker på bløt grunn skal en fiberduk legges ut som filterlag. Fiberduken bør være av klasse 3 eller bedre.

Lettklinker fylles ut i maksimalt 1 m tykke lag. En doser med beltetrykk på maksimalt 50 kN/m² planerer massene i fyllingen. Etter at massene er planert ut skal hvert lag komprimeres med 3 overfarer med doseren. Støttefyllingen (sideskråningen) må bygges fortløpende slik at den ved komprimering minst er i høyde med lettklinkerlagets overflate.

Ved mindre og vanskelig tilgjengelige prosjekter kan det være et alternativ å blåse materialet på plass ved hjelp av slanger (gjelder 10/20 fraksjonen). Komprimering kan utføres med en platevibrator med inntil 5 kN/m² grunntrykk.



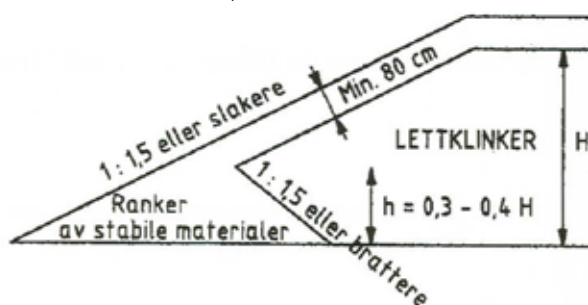
Figur 2-4- 4 Utlegging av lettklinkerfylling for E18 ved Gulli (Foto: Jon Hauge)

Ved utlegging inntil landkar eller støttemurer skal tykkelsen av hvert lettklinkerlag begrenses til 0,6 meter. Komprimeringen utføres med minst 3 overfarer med en platevibrator med inntil 5 kN/m² grunntrykk.

- Dekningsmateriale/støttefylling

Lettklinkerfyllingen må ha en støttefylling av stabile masser på fyllingsskråningen for å sikre intern stabilitet samt oppnå tilstrekkelig bæreevne i ytterkant veg.

Ved fyllinger over 3 meter kan det bygges ranker av stabilt materiale som fyllingen kan komprimeres mot i nedre halvdel. Videre oppover skal lettklinkerlaget legges med en sideskråning på 1: 1,5 eller slakere. Dekningsmassene legges ut slik at komprimering for hvert lag utføres etter at dekningsmassene er lagt ut. Tykkelsen av dekningslaget målt vinkelrett på skråningsflaten skal være minst 0,8 m .



Figur 2-4- 5 Oppbygging av lettklinkerfylling.

Før overbygningen legges ut skal en fiberduk av klasse 3 legges over lettklinkerfyllingen. Lettklinkerlaget kan ikke belastes med konsentrerte laster. Det er derfor viktig at overbygningen fylles ut jevnt over hele laget slik at lettklinkeren ikke blir presset unna.

Fyllingstverrsnittet må utformes i henhold til forutsetningene i hvert enkelt tilfelle slik at sikkerheten mot brudd blir det samme innen tverrsnittets ulike deler.

For etablering av vegetasjon må det legges ut et tettlag av leire på skråningen over lettklinkerlaget. Ved planting av busker/trær kan det lages plantegroper/plantekasser som stikker ned i lettklinkerlaget hvis topplaget er for tynt.

For områder hvor det kun skal ferdes gående (eks. innvendig i landkar) er et dekningslag av puk med tykkelse 100 mm tilstrekkelig for å oppnå nødvendig bæreevne. For transport av biler på lettklinkerlaget vil et puklag av 150 mm tykkelse gi tilstrekkelig bæreevne.

- Utkiling og varierende helning

Utkiling i lengderetning foretas vanligvis med en skråning på 1: 10 dersom ikke spesielle

omstendigheter tilsier annet (overgang fra fylling på peler, brukar, berg o.l.).
 Toppen av lettklinkerlaget skal normalt være parallell med overbygningen.

- Rekkverk

Rekkverksstolper bør normalt settes i støttefyllingen. I tilfelle rekkverksstolpene fundamenteres i lettklinkerfyllingen skal det stabiliseres med sement eller asfalt rundt rekkverkstolpen, med diameter og tykkelse lik 0,5 m. Alternativt kan stolpens lengde økes til minst 1,7 m ned i fyllingen.

Generelt vises det til håndbok 231; Rekkverk (ref. 8)

- Avlastningsplate

Avlastningsplate (setningsutjevner) skal brukes der fyllingen ligger inntil f.eks. brulandkar, kulverter o.l., se Kap 0.2.10 og ref. 16.

- Vinterarbeid

Lettklinkerfyllinger kan legges ut på vinteren dersom traubunnen er ferdig avrettet og telefri. Det må sikres at lettklinkermaterialet ikke er frosset i klumper eller blir blandet med snø.

Store setninger (15 %) har forekommet i lettklinker som har blitt fylt ut ved nedbør og temperatur rundt nullpunktet. I slike tilfeller har det dannet seg ishinner på lettklinkerkulenes overflate slik at kulenes diameter har øket.

2.4.2.5 Overbygning

Lettklinkerlaget betraktes som undergrunn, og overbygningen dimensjoneres etter bæreevnegruppe 3. Tykkelsen av overbygning skal normalt ikke være mindre enn 50 cm på grunn av isingsfare.

Dimensjonering og krav til komprimering av overbygningen er beskrevet i håndbok 018; Vegbygging (ref. 1).

2.4.2.6 Kontroll og oppfølging

- Materialkontroll

Produsenten av lettklinker skal oppfylle/dokumentere spesifikasjonene for den avtalte fraksjon og densitet ved løs lagring.

Som en del av driftskontrollen skal lettklinkerens kornfordeling kontrolleres gjennom sikting og materialets densitet i tørr tilstand bestemmes.

Kontrollen utføres etter følgende mønster:

Densiteten kan kontrolleres ved at materialet fylles løst i bøtte med kjent volum ca. 20 l. Lettklinkeren ristes lett uten komprimering og strykes av med stållinjal og veies. Det tas ut representative prøver ved kvartering for å måle vanninnholdet for beregning av tørr densitet. Middelverdien av en serie (minst 3 prøver) skal ikke overstige avtalt tørr densitet. Enkeltprøver får ikke overstige avtalt densitet med mer enn 15 %.

Kornfordelingen kontrolleres ved at det tas ut en representativ prøve på 10 l som kvartes ned til 2,5 l. Prosentandelen av finstoff mindre enn 2 mm skal normalt ikke overstige 4 %. Siktekurven skal ligge innenfor grensekurvene vist i Figur 2-4- 3. Hyppigheten av prøver skal være som vist på Figur 2-4- 6.

Fyllingens størrelse	Antall prøver som skal kontrolleres
< 500 m ³	Minimum 2 prøver
500 - 5000 m ³	Minimum 3 prøver
> 5000 m ³	Minimum 3 prøver pr. 5000 m ³ *

* Kontrollomfang for fyllinger > 5000 m³ kan vurderes

Figur 2-4- 6 Kontrollhyppighet av tyngdetetthet og kornfordeling

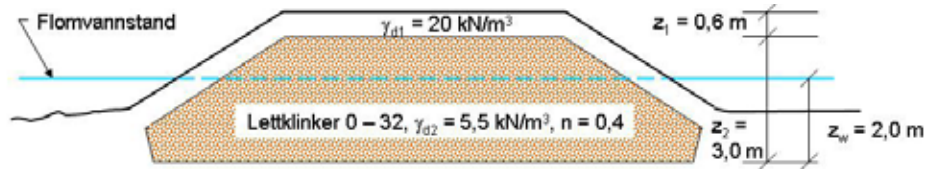
Lettklinker skal ikke inneholde snø, is, frosne klumper av lettklinker, jord eller andre materialer

- Dokumentasjon fra leverandør

Produsenten av lettklinker skal dokumentere, senest ved avtale om leveranser til anlegget, at bedriften har et tilfredsstillende opplegg for kvalitetssikring ved produksjon av varen som tilbys. Kvalitet av løpende produksjon og leveranser til anlegget skal også dokumenteres. Statens Vegvesen kan i tilbudsgrunnlaget gi nærmere krav til slik dokumentasjon.

2.4.2.7 Eksempel på kontroll av sikkerhet mot oppdrift

På grunn av liten bæreevne og problemer med setninger er det planlagt en fylling med lette masser av lettklinker som vist i Figur 2-4- 7. Lettklinkerlaget har en tykkelse på totalt 3 m hvorav ca 1 m skal ligge under opprinnelig terreng som en avlastning for dermed å etablere en kompensert fundamentering (dvs. ingen tilleggslast på terreng). Det forutsettes benyttet usortert lettklinker 0–32 mm med tørr tyngdetetthet som vist. Fyllingen vil normalt ligge drenert og det antas at lettklinkerlaget ferdig utlagt og komprimert vil ha en porøsitet på $n = 40\%$.



Figur 2-4-7 Kontroll av sikkerhet mot oppdrift ved bruk av lettklinker

Området er imidlertid flomutsatt og ut fra foreliggende flomdata antas 200-årsflommen å kunne nå opp til et nivå 2 m over bunnen av lettklinkerfyllingen. Oppdrift i lettklinkerlaget pr. volumenhet fylling kan da beregnes som (se avsnitt 2.4.2.3):

$$E_{op} = (1 - n) \cdot \gamma_w = (1 - 0,4) \cdot 10 = 6 \text{ kN} / \text{m}^3$$

Belastningen på undergrunnen i underkant av lettklinkerlaget i den jevntykke delen av fyllingen beregnes i drenert tilstand når fyllingen har ligget en tid ($\gamma = 5,5 \text{ kN/m}^3$) som (se Figur 2-4-2)

$$\sigma_{v;d} = \gamma_{d1} \cdot z_1 + \gamma_{d2} \cdot z_2 = 20 \cdot 0,6 + 5,5 \cdot 3,0 = 12 + 16,5 = 28,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Oppdriften fra de nedre 2 m av lettklinkerlaget vil med et flomnivå som vist være

$$u_{dst;d} = E_{op} \cdot z_w = 6 \cdot 2,0 = 12 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Partisalfaktoren mot oppdrift blir da

$$\gamma_{OP} = \frac{\gamma_{G;stb} \cdot \sigma_{v;d}}{\gamma_{G;dst} \cdot u_{dst;d}} = \frac{0,9 \cdot 28,5}{1,1 \cdot 12} = \frac{25,7}{13,2} = 1,9 \text{ dvs. OK } (\gamma_{OP} \geq 1,1).$$

Hvis det kan forventes flom av samme størrelse kort tid etter at fyllingen er etablert, blir regnestykket følgende (benytter da verdi for tørr densitet $\gamma_{d2} = 4,5 \text{ kN/m}^3$)

$$\sigma_{v;d} = \gamma_{d1} \cdot z_1 + \gamma_{d2} \cdot z_2 = 20 \cdot 0,6 + 4,5 \cdot 3,0 = 12 + 13,5 = 25,5 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Oppdriften vil være den samme med samme vannstand og sikkerheten mot oppdrift blir da:

$$\gamma_{OP} = \frac{\gamma_{G;stb} \cdot \sigma_{v;d}}{\gamma_{G;dst} \cdot u_{dst;d}} = \frac{0,9 \cdot 25,5}{1,1 \cdot 12} = \frac{23}{13,2} = 1,7 \text{ dvs. fortsatt OK.}$$

Hvis det på grunn av klimaendringer kan bli aktuelt å regne med en flom større enn en 200-års flom, er det forventet at en slik flom kan nå helt opp til underkant av overbygningen, dvs 3 m over bunnen av lettklinkerlaget. Hvis det er fare for at dette kan skje like etter at fyllingen er lagt ut, vil vi kunne få følgende regnestykke.

$$u_{dst;d} = E_{op} \cdot z_w = 6 \cdot 3,0 = 18 \text{ kN} / \text{m}^2$$

og partsfaktoren mot oppdrift blir

$$\gamma_{OP} = \frac{\gamma_{G;stb} \cdot \sigma_{v;d}}{\gamma_{G;dst} \cdot u_{dst;d}} = \frac{0,9 \cdot 25,5}{1,1 \cdot 18} = \frac{23}{19,8} = 1,16 \text{ dvs. fortsatt innenfor kravet om } \gamma_{OP} \geq 1,1$$

2.4.3 Ekspandert polystyren (eps)

2.4.3.1 Generelt

EPS er produsert av plastråstoffet polystyren. Det er videre ekspandert under produksjon med vandamp og deretter støpt i store blokker (ref. 14).

2.4.3.2 Materialkrav

- Trykkstyrke

Dimensjonerende trykkstyrke skal være minst 100 kN/m² dersom ikke annet er spesifisert. Gjennomsnitt for alle kontrollerte blokker skal være minst 100 kN/m². Gjennomsnitt for en enkelt blokk (6 målinger) skal ikke være mindre enn 90 kN/m², og ingen enkeltmåling skal være mindre enn 80 kN/m².

Dersom sterkere EPS-kvalitet benyttes, skal gjennomsnittlig målt trykkstyrke minst være lik dimensjonerende trykkstyrke. Enkeltblokker skal i gjennomsnitt ha 90 % av denne trykkstyrken, og ingen enkeltmåling skal være mindre enn 80 % av dimensjonerende trykkstyrke.

Trykkfastheten skal angis som spenning ved 5 % deformasjon, målt med enaksialt trykkapparat. Målingene skal foretas på prøver med størrelse 50 x 50 x 50 mm. Måleomfang (antall blokker), se Figur 2-4- 15.

- Dimensjoner

Minste sidekant på blokkene bør være minst 0,5 m dersom ikke annet er spesifisert. Lengden bør være minst 2,4 m. Blokkene skal være rettvinklet og ha plane overflater. Maksimalt tillatt avvik for dimensjon (høyde, bredde, lengde) er ± 1 %. Maksimalt tillatt avvik for jevnhet er 5 mm målt med 3 m rettholt. Hyppighet av kontroll, se Figur 2-4- 15.

Tykkelsesforskjell mellom naboblokker (blokker som skal ligge i samme lag) skal ikke være mer enn 5 mm. Dette bør kontrolleres spesielt nøye dersom blokkene er levert fra forskjellige produsenter.

- Brennbarhet

EPS ble tidligere levert i to kvaliteter mht. brennbarhet: Standard kvalitet og selvslukkende

kvalitet (SE-kvalitet). Den selvlukkende kvaliteten inneholder imidlertid bromerte flammehemmere og ut fra miljøhensyn skal denne type EPS-materialer ikke lenger benyttes i Statens vegvesen.

SE-kvaliteten ble tidligere anvendt under følgende forhold:

- Fyllinger større enn 1500 m³.
- Fylling eller deler av fylling som blir liggende utildekket i lang tid.
- Fylling nær konstruksjoner som trues ved evt. brann.
- Fylling i tettbygd område (barn som leker etc.).

Under tilsvarende forhold bør det nå vurderes følgende tiltak for å hindre brann i EPS-fyllinger i anleggsperioden:

- Vakthold ved fyllingen, evt. kombinert med arbeid i flerskiftordning (gir også kortere byggetid og mulighet for rask tildekking).
- Inngjerding eller annen sikring av byggeplassen og selve fyllingen.
- Forsiktighet ved bruk av skjære- og sveiseutstyr o.l.

Det er viktig å ta slike hensyn da en tidligere har hatt 4 branner i EPS-materialer på veg-anlegg i Norge, to på grunn av uheldig bruk av skjære- og sveiseutstyr og to antagelig på grunn av barns lek med fyrstikker. I alle tilfellene gikk flere ti-talls tusen m³ EPS opp i røyk i løpet av få minutter.

Når fyllingen er ferdig lagt og tildekket med overbygning og sideskråninger, vil faren for brann være eliminert.



Figur 2-4- 8 EPS-fylling for jernbane (Foto: K.Brattoang, Statens vegvesen Østfold)

2.4.3.3 Dimensjonering

Vegfyllinger av EPS skal utformes og dimensjoneres slik at beregningsmessig stabilitet og setninger blir akseptable. Partialfaktor for materialegenskaper skal være som for øvrige geotekniske beregninger.

- Utnyttelse av trykkstyrke for EPS

For vanlige EPS-materialer med trykkstyrke $\sigma = 100 \text{ kN/m}^2$ skal dimensjonerende last vanligvis ikke oversige $q_d = 30 \text{ kN/m}^2$. For spesielle konstruksjoner, og konstruksjoner der permanent last (vekt av overbygning + permanent nyttelast) på EPS-laget er større enn $q = 30 \text{ kN/m}^2$, skal nødvendig trykkstyrke vurderes i det enkelte tilfelle. Det kan regnes med en dimensjonerende trykkstyrke tilsvarende 30 % av materialets trykkstyrke ved 5 % deformasjon.

For EPS bør det normalt benyttes følgende styrkeklasser: 100 kN/m^2 , 140 kN/m^2 eller 180 kN/m^2 trykkstyrke ved 5 % deformasjon. Andre kvaliteter spesifiseres etter behov.

- Dimensjonerende tyngdetetthet

Dimensjonerende tyngdetetthet av EPS ved setnings- og stabilitetsberegning skal settes lik:
 $\gamma_d = 0,5 \text{ kN/m}^3$ for fyllinger som ligger drenert.
 $\gamma_d = 1,0 \text{ kN/m}^3$ for fyllinger som ligger under høyeste grunnvannstand.

- Sikring mot oppdrift

Det må kontrolleres at sikkerhet mot oppdrift er tilstrekkelig. EPS-blokkene skal vanligvis ligge drenert og over normal vannstand. Dimensjonerende tyngdetetthet av EPS ved beregning av sikkerhet mot oppdrift skal settes lik $\gamma_d = 0,2 \text{ kN/m}^3$. For beregning av sikkerhet mot oppdrift vises det til kapittel 2.4.1. Beregningene baseres på den høyeste sannsynlige vannstand innenfor en 200-års periode.

Siden EPS-blokkene er å anse som lukkede legemer hvor bare ubetydelige mengder vann vil trenge inn ved plutselig neddykking, så kan opptrødende oppdriftskraft pr. volumenheter beregnes som forskjellen i tyngdetetthet mellom EPS-blokkenes tørre tyngdetetthet og tyngdetettheten til vann, dvs.:

$$E_{OP} = \gamma_w - \gamma_{EPSd} = 9,8 - 0,2 = 9,6 \text{ kN/m}^3$$

Fyllingen må sikres mot flom både i anleggsfasen og senere.

For eksempel på beregning av sikkerhet mot oppdrift se avsnitt 2.4.3.7.

- Horisontalkrefter, forankring, drenering

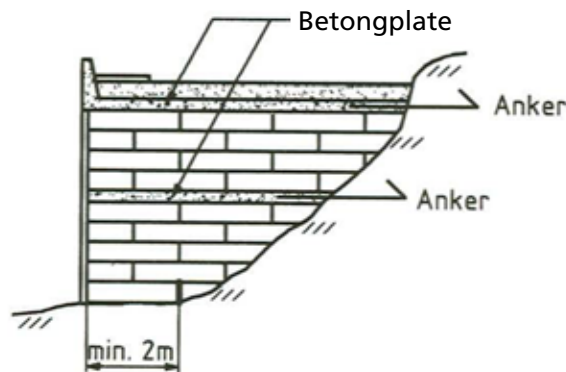
På strekninger hvor det forventes spesielle horisontalbelastninger må opptak av krefter vurderes. Friksjonskoeffisienten mellom EPSblokker og mellom EPSblokker og undergrunn (avrettingslag) regnes som $\mu = 0,7$.

I skrånende terreng må det legges tilstrekkelig drenering for å unngå oppbygging av horisontaltrykk mot EPS-fyllingen. Ved høye fyllinger må det tas hensyn til vindkrefter både i anleggsfasen og på permanent basis.

Det kreves vanligvis en bredde på foten av EPS-fyllingen på minimum 2 meter for å sikre intern stabiliteten av fyllingen.

Dersom EPS-fyllingen blir eller kan bli utsatt for horisontaltrykk, skal det vurderes tiltak for å sikre fyllingen. I skrånende terreng, spesielt for høye fyllinger, skal forankring av konstruksjonen vurderes spesielt. Forankringen tar vare på horisontalkrefter som følge av evt. kollisjon mot kantdrager og jordtrykk på konstruksjonen og kan bestå av f.eks.:

- Forankrede betongplater (stag eller anker).
- Forlengede betongplater (friksjonsplater).



Figur 2-4-9 Tverrsnitt av fylling i sideskrånende terreng.

Når EPS benyttes som fyllmasse bak brulandkar, støttemur el.l. kan forholdet mellom horisontalspenningen og vertikalspenningen settes lik $\sigma_h/\sigma_v = 0,1$. Det forutsettes stabil skråning i bakkant av EPS-massene, slik at EPS-fyllingen ikke er påvirket av jordtrykk.

2.4.3.4 Utlegging, Tilpassing og Tildekking

- Krav til jevnhet

Generelle krav til høyde og jevnhet for planum (topp underbygning) er angitt i kapittel 2 i håndbok 018; Vegbygging (ref. 1).

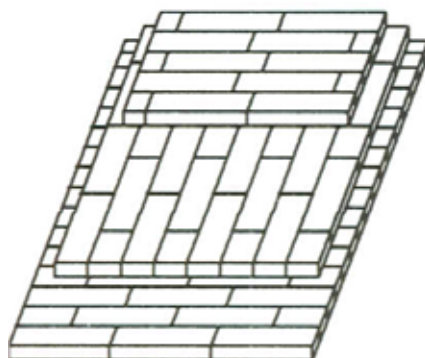
Blokkene skal ikke legges ut ved tele i bakken. Før utlegging av EPS-fylling skal underlaget være avrettet til teoretisk høyde ± 50 mm. Jevnheten på avrettingslaget skal være 10 mm eller bedre, målt med 3 m rettholt. God jevnhet på underlaget/ avrettingslaget kan oppnås ved at avrettingsmassene slåddes (f.eks. med en tung trestige som trekkes med håndkraft).

Ved oppbygging av fyllingen skal det holdes fortløpende tilsyn med at blokkene i hvert lag har tilfredsstillende jevnhet før neste lag legges ut. Viktigheten av dette øker med økende høyde på fyllingen.

I EPS-fyllinger med vanlige belastningsforhold (vekt av overbygning) kan det oppstå egen-setninger på inntil ca. 1 % av fyllingshøyden når belastningen er påført.

- Oppbygning og tilpassing

EPS-blokkene skal, når det bygges flere lag, legges i forband i begge retninger for å unngå gjennomsettende vertikale sprekker, se Figur 2-4- 10.



Figur 2-4- 10 Eksempel på oppbygging av fylling i forband.

Blokkene kan lett tilpasses med motorsag rundt drenelementer o.l. Små gap (mindre enn 2-3 cm) kan aksepteres ved lokal tilpasning og vinkelendring mellom blokker i samme lag. Større sprekker fylles med sand eller løs lettklinker, men sprekker større enn 5 cm tillates ikke.

- Utkiling og varierende helning

De enkelte lag i fyllingen bør være parallelle med overbygningen. Avtrapping/utkiling av fyllingen bør utføres ved at underlaget avtrappes og avrettes med «terrasser» parallelt med prosjekttert overside av EPS-fyllingen. Avtrappingen må vurderes ut i fra geotekniske forhold. Vanligvis vil en avtrapping på 1:10 være tilstrekkelig. Avretting med løse EPS-biter, tynne plater < 10 cm o.l. i toppen av fyllingen skal ikke forekomme.

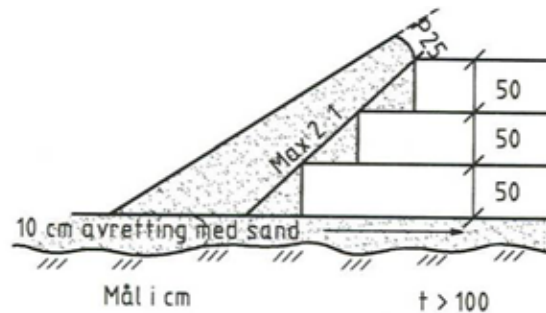
Dersom vegen skal ha takfall bør fyllingen legges ut på vanlig måte som beskrevet ovenfor. Takfallet oppnås ved å øke tykkelsen på overbygningen.

- Forankring mellom blokker

Forankring mellom blokkene er normalt ikke nødvendig ut fra permanent belastnings-situasjon. For å hindre at blokkene forskyver seg i anleggsfasen, kan det brukes tømmerforbindere mellom lagene (f.eks. to punkter pr. blokk med 95 mm Bulldog el.l.). Det kan være nødvendig med ytterligere sikring for å hindre at blokkene blåser vekk.

- Skråningsutslag/overdekning

For fyllinger med vanlig sideskråning l: 1,5 - 1:2 skal skråningshelningen for EPS-fyllingen normalt ikke være brattere enn 2:1, se Figur 2-4- 11. Ved fare for store setninger ved fyllingsfot bør det vurderes å gi EPS-fyllingen slakere skråningshelning for å redusere belastningene mest mulig.



Figur 2-4- 11 Skråningshelning for EPS-fylling.

Overdekningen på sideskråningen skal være minimum 0,25 m. Alle massetyper kan benyttes. Arbeidet utføres slik at det ikke fører til forskyving av blokkene i fyllingen. Dersom EPS-fyllingen er beskyttet med plastfolie, membran el.l. bør folien/membranen følge blokkenes overflate og dekkes med en fiberduk før utlegging av tildekningsmassene. Det bør da brukes leire eller sams masse (steinfri) nærmest folien og skumplasten.

- Vertikale avslutninger

Skumplastfyllingen kan også avsluttes vertikalt og dekkes til med f.eks.:

- korrugerte plater av stål eller aluminium
- trepanel *)
- sprøytebetong
- betongplater

*) Bruk av trepanel forutsetter at konstruksjonen ikke ligger i brannfarlig område (gressbrann, skogbrann).



Figur 2-4- 12 Vertikal avslutning av EPS - fylling (Foto: R. Aabøe, Veglaboratoriet)

- Beskyttelse mot løsemidler etc.

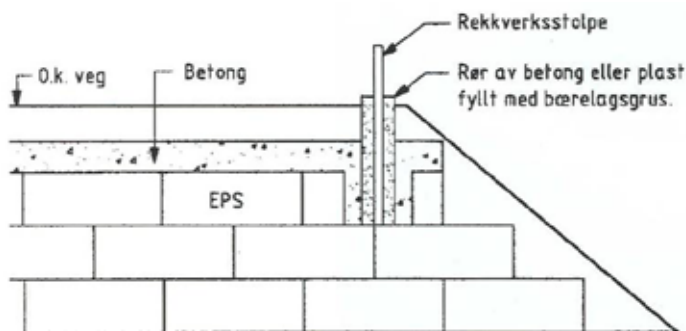
EPS vil ødelegges dersom blokkene utsettes for bensin eller olje og enkelte andre kjemikalier. Skade fra f.eks. bensin etter tankbilvelt kan forebygges med en betongplate over fyllingen eller, dersom betongplaten er utelatt, en membran (folie) mellom EPS og overbygning. Ved bruk av knuste materialer i overbygningen må membranen beskyttes med et lag av sand eller annet egnet materiale.

Skader pga. bensin o.a. som trenger inn til fyllingen gjennom skråningene kan forebygges ved å dekke fyllingen med membran (folie) som beskyttes med fiberduk før dekningsmassene legges ut.

Membran (folie) skal ha tykkelse minst 1,0 mm og være motstandsdyktig mot bensin og andre petroleumsprodukter.

- Rekkverk

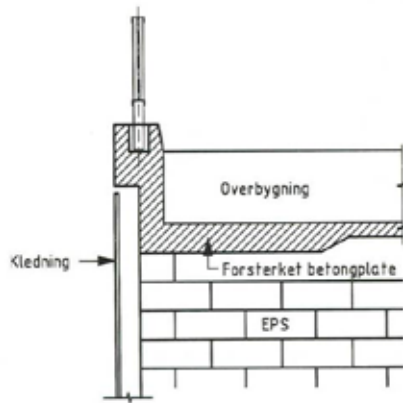
Rekkverket kan fundamenteres/festes i betongplaten over EPS-fyllingen (der slik plate fins).



Figur 2-4- 13 Veg rekkverk i fylling (prinsipptegning)

Vegrekkverket kan også fundamenteres ved at det øverste EPS-laget trekkes inn 0,5 m i forhold til teoretisk EPS- skråning. Dette er spesielt aktuelt dersom betongplaten over EPS-laget er sløffet. Se Figur 2-4- 13.

Ved fylling med vertikal avslutning (i sideretning) festes rekkverket i en forsterket betongplate. Se Figur 2-4- 14.



Figur 2-4-14 Vegrekkverk for vertikal EPS-fylling (prinsippskisse).

Generelt vises det til håndbok 231; Rekkverk (ref. 7).

- Avlastningsplate

Avlastningsplate (setningsutjevner) skal brukes der fyllingen ligger inntil f.eks. brulandkar, kulverter o.l. Den skal armeres ekstra og festes til landkaret. Det vises til Kap. 2.0.10 og til Håndbok 185 (ref. 16). Det skal være fuge mellom avlastningsplaten og eventuell betongplate over EPS-fyllingen.

- Vinterarbeid

Arbeid med EPS-fyllinger kan utføres om vinteren hvis traubunnen er ferdig avrettet og telefri.

2.4.3.5 Overbygning

Over skumplastblokkene støpes det normalt direkte på disse en min. 10 cm svinnarmert betongplate. Betongplaten kan sløyfes dersom det vektmessig kan aksepteres at belastningen fra overbygningen øker. Betongplaten kan også sløyfes dersom vegen skal ha betongdekke. Ved høye fyllinger, spesielt i skrånende terreng må behovet for betongplater på flere nivåer i fyllingen vurderes i hvert enkelt tilfelle.

Den videre dimensjonering av overbygningen er avhengig av om det brukes/ikke brukes betongplate over blokkene.

- Utførelse av betongplate

Betongplaten støpes med betong i fasthetsklasse B35 og bestandighetsklasse MF45. Armeringen skal minimum være sveiset armeringsnett K335 (8 mm tråd i 150 x 150 mm ruter) i henhold til NS 3576-3, overdekning uk plate 45 +/- 15 mm. Sveiste armeringsnett legges med omfar min. en rute.

- Dimensjonering av overbygning

Ved dimensjonering av overbygningen kan EPS-fyllingen betraktes som undergrunn i bæreevnegruppe 6. Betongplate (min. 10 cm) vil vanligvis bli benyttet over EPS-blokkene, og for denne brukes da en lastfordelingskoeffisient på 3,0.

Lastfordelingskoeffisienten for grus er 1,0. Det betyr at dersom en betongplate på 10 cm legges inn over skumplastfyllingen, så kan forsterkningslagets tykkelse, slik den tas ut av dimensjoneringstabellen, reduseres med 20 cm.

Tykkelser på forsterkningslag, bærelag og vegdekke finnes i dimensjoneringstabellene, se kapittel 51 i håndbok 018; vegbygging (ref. 1). Det gjøres oppmerksom på at vegnormalene sier at for fyllinger over 1 m kan forsterkningslagets tykkelse reduseres med 10 cm i forhold til den dimensjoneringstabellen gir. Dersom det er særlig viktig å få ned vekten på vegoverbygningen bør fortrinnsvis betongplatens tykkelse økes.

I helt spesielle tilfeller kan det tenkes at hensynet til overbygningens vekt er overordnet en eventuell liten reduksjon i normal dekkelevealder. En ytterligere reduksjon av overbygningens tykkelse (forsterkningslaget) med 10 cm utover det normal dimensjonering tilsier, bør da kunne aksepteres.

- Kontroll av isingsfare

Normalt vil de overbygningstykkelser som vegnormalene gir også være tilstrekkelig til å sikre at ising (i forhold til tilstøtende veg) ikke vil være et problem. Dersom isingsfaren på tilstøtende veg vurderes som liten / meget liten bør man, selv om dimensjoneringstabellen i vegnormalene tilsier noe annet, benytte en total overbygningstykkelse (inkl. ev. betongplate) på min. 50 cm.

Det vil være betydelig reduksjon av isingsfaren om det i vegkonstruksjoner med liten overbygningstykkelse kan legges inn et gruslag på min. ca. 20 cm, som inneholder finstoff, men uten å være vannømfintlig. Dessuten er det en fordel (men ingen stor betingelse) at dette materialet ligger så høyt som mulig i konstruksjonen. Fuktighet betyr at konstruksjonen har muligheter for å tilføre varme opp til vegdekket når utstråling (f.eks. en kald høstkveld) fører til at dekketemperaturen synker. Da er det viktig at varme tilføres nedenfra, og en vegkonstruksjon som bare består av knuste steinmaterialer uten finstoff har liten evne til dette når undergrunnen (som i dette tilfellet er EPS), gir fra seg veldig lite varme. Når varme ikke kan tilføres nedenfra, vil det føre til at dekketemperaturen synker, og avhengig av luftfuktigheten, vil det kunne føre til kondens og ising på vegdekket. Ising vil kunne oppstå selv om lufttemperaturen er en del grader over 0 °C.

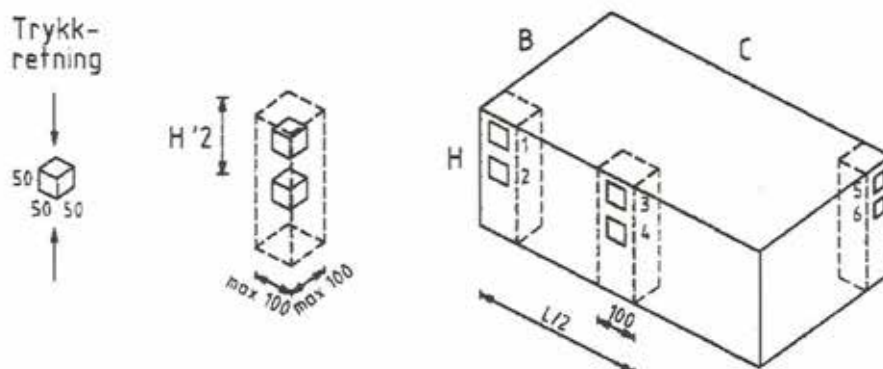
2.4.3.6 Kontroll og oppfølging

- Materialkontroll

Blokkene som kontrolleres skal være jevnt fordelt i partiet. Kontrollhyppighet ved kontroll av trykkstyrke bør være som vist i Figur 2-4- 15. Prøvetakingen skal foretas som vist på Figur 2-4- 16. Dimensjoner og jevnhet for blokkene kontrolleres for 1 blokk pr. 25 blokker. Krav til jevnhet og teoretisk høyde for avrettingslaget kontrolleres med ett profil pr. 10 m.

Fyllingens størrelse	Antall blokker som skal kontrolleres
< 500 m ³	Minimum 3 blokker
500 - 1000 m ³	Minimum 5 blokker
> 1000 m ³	Minimum 5 blokker pr. 1000 m ³

Figur 2-4- 15 Hyppighet av kontroll for trykkstyrke.



Figur 2-4- 16 Uttaking av prøver for kontroll av trykkstyrke. (Mål i mm.).

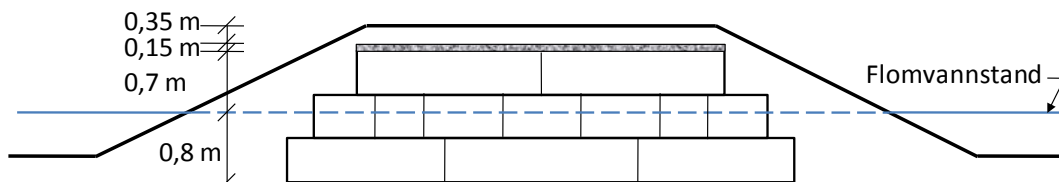
- Dokumentasjon fra leverandør

Produsenten av EPS skal dokumentere, senest ved inngått avtale for leveranser til anlegget, at bedriften har tilfredsstillende opplegg for kvalitetssikring ved produksjon av varen som tilbys. Kvalitet av løpende produksjon og leveranser til anlegget skal også dokumenteres. Statens Vegvesen kan gi nærmere krav til slik dokumentasjon. Stikkprøvekontroll skal foretas av byggherre før blokkene plasseres i fylling.

2.4.3.7 Eksempel på kontroll av sikkerhet mot oppdrift

På grunn av liten bæreevne og problemer med setninger er det planlagt en fylling med lette masser av EPS som vist i Figur 2-4- 17. EPS-laget har en tykkelse på totalt 1,5 m hvorav ca 0,3 m skal ligge under opprinnelig terreng som en avlasting.

Området hvor fyllingen skal bygges er flomutsatt og ut fra forliggende flomdata antas 200-årsflommen å kunne nå opp til et nivå 0,8 m over bunnen av EPS-blokkene. Oppdrift i EPS-blokkene pr. volumenhet fylling er som beregnet 9,6 kN/m³ (se avsnitt 2.4.3.3).



Figur 2-4- 17 Eksempel på beregning av sikkerhet mot oppdrift av EPS-blokker

Overbygningen over EPS-blokkene $z_3 = 1,5$ m ($\gamma_{d3} = 0,2$ kN/m³) består av en $z_2 = 0,15$ m svinnarmert betongplate ($\gamma_{d2} = 25$ kN/m³) og $z_1 = 0,35$ m med vanlige bærelagsmasser ($\gamma_{d1} = 20$ kN/m³) over betongplaten. Belastningen på undergrunnen i underkant av EPS-blokkene i den jevntykke delen av fyllingen blir da:

$$\sigma_{v;d} = \gamma_{d1} \cdot z_1 + \gamma_{d2} \cdot z_2 + \gamma_{d3} \cdot z_3 = 20 \cdot 0,35 + 25 \cdot 0,15 + 0,2 \cdot 1,5 = 7 + 3,75 + 0,3 = 11,05 \text{ kN / m}^2$$

Oppdriften fra den nedre delen av EPS-laget med et flomnivå på $z_w = 0,8$ m opp i EPS-blokkene blir da (Oppdrift pr. volumenhet EPS-blokker $E_{OP} = 9,8 - 0,2 = 9,6$ kN / m³):

$$u_{dst;d} = E_{op} \cdot z_w = 9,6 \cdot 0,8 = 7,7 \text{ kN / m}^2 \text{ Partsafaktoren mot oppdrift blir da:}$$

$$\gamma_{OP} = \frac{\gamma_{G;stb} \cdot \sigma_{v;d}}{\gamma_{G;dst} \cdot u_{dst;d}} = \frac{0,9 \cdot 11,05}{1,1 \cdot 7,7} = \frac{9,45}{8,47} = 1,17 \text{ dvs. OK } (\gamma_{OP} \geq 1,1).$$

2.4.4 Skumglass

2.4.4.1 Generelt

Skumglass har sporadisk vært anvendt som isolasjonsmateriale i vegkonstruksjoner siden 1960-tallet og da i form av plater. Produksjon av granulært skumglass kom ført i gang i Norge på 1990-tallet. Statens vegvesen har siden 1998 anvendt slikt skumglass i vegkonstruksjoner, først som isolasjonsmateriale og senere som lett fyllmasse. Vegdirektoratet startet i 2000 en systematisk utprøving og oppfølging av skumglass i vegkonstruksjoner gjennom Gjenbruksprosjektet.

I Norge produseres det i dag i overkant av 130 000 tonn glassavfall årlig. Omtrent 26 % av dette blir gjenvunnet og da i hovedsak emballasjegglass. Den årlige produksjonen av granulært skumglass lå i 2007 på rundt 100 000 m³ og produktet har i hovedsak vært benyttet til vegformål i Sverige og Norge. Miljøtek HASOPOR AS har fått en ETA-godkjenning for sitt produkt (ETA-05/0187) som leveres med CE-merking, se ref. (11). Glasopor er også CE-merket og Norsk Glassgjenvinning AS/Glasitt AS har fra 2010-09-01 også fått en ETA godkjenning for Glasopor.

2.4.4.2 Materialkrav

Skumglass produseres ved å knuse returglass ned til et fint pulver. Ved behov renses dette for tungmetaller og andre miljøgifter. Glasspulveret tilsettes så en aktivator og spres på et transportbånd gjennom en tunnelovn. Glasspulveret smelter og det dannes store mengder små luft porer (skumning) slik at volumet øker hvilket medfører at skumglass består av ca. 92% luft og får en densitet på rundt 200 kg/m³. Når skumglasset kommer ut av ovnen ligner det en stor kake. Denne sprekker opp etter mikroriss fra temperaturspenninger. Det granulære skumglasset har kornstørrelser på ca 10-50 mm og en kantet kornform, se Figur 2-4- 18.



Figur 2-4- 18 Granulat av skumglass (Foto: Roald Aabøe, Vegdirektoratet)

- Densitet

Det produseres i dag to typer skumglassgranulat. Disse har betegnelsene «Lett» og «Standard». Det oppgis følgende verdier for produsert materiale (ETA -05/0187).

Materialtype	Tørr densitet ρ kg/m ³	Sortering
Skumglass Lett	180	10/50 mm
Skumglass Standard	225	10/50 mm

Figur 2-4- 19 Densitet av skumglasgranulat levert fra fabrikk.

Prosentandelen av finstoff mindre enn 2 mm skal normalt ikke overstige 4 %.

2.4.4.3 Dimensjonering

Som dimensjonerende tyngdetetthet benyttes verdier som vist i tabell Figur 2-4- 20.

Materialtype	Dimensjonerende tyngdetetthet γ kN/m ³
Skumglass Lett	3,5
Skumglass Standard	4,0

Figur 2-4- 20 Dimensjonerende tyngdetetthet for skumglassgranulat.

- Oppdrift

Skumglass vil normalt ligge drenert og over normal vannstand. Det må imidlertid kontrolleres at sikkerheten mot oppdrift er tilstrekkelig.

Dimensjonerende tyngdetetthet av skumglass ved beregning av sikkerhet mot oppdrift skal være $\gamma = 3,5 \text{ kN/m}^3$. Ved fare for flomnivå i høyde med nyutlagte fyllinger av skumglass må eventuell bruk av tørr tyngdetetthet vurderes.

Det benyttes en partsialfaktor mot oppdrift på $\gamma_{tot} \geq 1,3$ basert på høyeste sannsynlige vannstand innenfor en 200 års periode, se kapittel 2.4.1. Sikkerheten beregnes som forholdet mellom fyllingens tyngde mot bunnen under skumglasslaget dividert med opptrepende oppdriftskraft. For beregningseksempler se avsnitt 2.4.2.3 og 2.4.2.7.

- Trykkstyrke

Maksimalt tillatt trykk (spenning) vil i første rekke være begrenset av hvor store deformasjoner som kan aksepteres for konstruksjonen. En slik grense vil derfor blant annet være avhengig av komprimeringsnivå for materialet ved innbygging. Verdiene i tabell Figur 2-4- 21 er basert på materiale med komprimeringsfaktor i området 1,15 – 1,25.

For sykliske laster, som for eksempel trafikklaster, er det satt en grense ut fra hvor stor en syklisk last kan være før den fører til akselererende deformasjoner i materialet. Dette bestemmer hvor høyt opp i en vegkonstruksjon materialet kan benyttes.

Last type	Maksimal trykk (spenning)	Kommentar
Syklisk last	75 kPa	
Statisk last	80 – 120 kPa * 250 kPa	(største belastning som er testet)

* For praktiske formål vil størrelse på setninger/deformasjoner oftest begrense mulige fundamentlaster til ca 80–120 kPa og i høytrafikkveger $\leq 50 \text{ kPa}$.

Figur 2-4- 21 Trykkstyrke HASOPOR

- Skjærfasthet

Observert rasvinkel når materialet legges ut indikerer en friksjonsvinkel på minst $\phi = 45^\circ$. Utførte treaksialforsøk foretatt av SINTEF med store forsøksseller ga resultater som vist i Figur 2-4- 22.

Aksialt tøyningsnivå	Innspenningsnivå / sidetrykk		
	0–20 kPa	0–45 kPa	>75 kPa
2 %	$\phi = 44,5$, a = 0 kPa	$\phi = 36,7$, a = 0 kPa	Maks vertikalt trykk = 220 kPa
15 %	$\phi = 44,5$, a = 0 kPa	$\phi = 44,5$, a = 0 kPa	Maks vertikalt trykk = 350 kPa

Figur 2-4- 22 Friksjonsvinkel målt i treaksialapparat.

Å tolke resultatene ved høye spenningsnivåer > 75 kPa som vist blir noe spesielt da det ikke lenger oppstår et skjærbrudd, men en volumetrisk kompresjon. Skjærkapasiteten vil da etter hvert bli begrenset av kornstyrke og kapasitet for enkeltkorn. En slik materialoppførsel gjør at det må foretas spesielle vurderinger ved modellering og dimensjonering der hvor materialets skjærkapasitet er viktig. Dette vil imidlertid sjelden være noe problem for vanlige bruksområder for materialet, da det vanligvis ikke vil bli utsatt for så store spenninger samtidig som et eventuelt skjærbrudd vil kunne være aktuelt.

- Jordtrykk

Det er ikke utført feltmålinger eller modellforsøk med måling av jordtrykk.

Horisontale trykk:

For store lette fyllinger vil det være naturlig å anta et jordtrykk basert på normale geotekniske beregningsmetoder med bruk av friksjonsvinkel og faktor for aktivt jordtrykk, eventuelt hviletrykk. Med materialets lave tyngdetetthet vil dette gi seg utslag i tilsvarende lave jordtrykk. For masser som komprimeres inn mot en konstruksjon vil flere forhold spille inn, blant annet komprimeringsutstyr og bredde/høyde forhold på sjakt. Kapasitet med hensyn til passivt trykk begrenser hvor stort jordtrykk som kan bli stående mot veggen etter komprimering. For smale sjakter vil imidlertid jordtrykk fra masser utenfor sjakten kunne gi et større bidrag enn gjenstående trykk etter komprimeringen.

Vertikale trykk:

Lette masser kan benyttes for å redusere vertikalt jordtrykk mot konstruksjoner. Eventuell lastspredning (fra nyttelast) gjennom et lag med skumglass antas ikke å avvike vesentlig fra tilsvarende naturlige masser med samme friksjonsvinkel.

2.4.4.4 Utlekking, Tilpassing og Tildekking

Skumglass transporteres gjerne i store kassebiler idet det ikke er vekt, men volum som gir begrensninger.



Figur 2-4- 23 Transport av skumglass (Foto: Roald Aabøe, Vegdirektoratet)

- Komprimering

Ved utlegging og komprimering kan det forventes en komprimeringsfaktor på 1,2–1,3 definert som forholdet mellom utlagt volum dividert på teoretisk volum, men høyere komprimeringsfaktorer er målt der det har foregått anleggstransport i noe omfang direkte på skumglasslaget før utlegging av overbygning. Når vegen er ferdig forventes på kort sikt kun små deformasjoner i størrelsesorden 1–2 % av lagtykkelsen. Ved hjelp av langtidsmålinger er det dokumentert at videre nedknusing vil være beskjeden og av størrelsesorden inntil 1 % av lagtykkelsen.



Figur 2-4- 24 Utlegging og komprimering av skumglass med lett gravemaskin(Foto: Melhusprosjektet).

For utlegging og komprimering av materialet bør det benyttes gravemaskin eller lett doser med belteyrykk ≤ 50 kPa eller vibroplate med vekt 50–200 kg og 50–100 kg i grøfter. Anleggs- trafikk med lastebiler og hjullastere direkte på skumglasslaget må unngås da dette ellers vil føre til nedknusing av materialet. NS3458 angir anbefalt komprimering av lette masser som vist i tabell Figur 2-4- 25. Mer detaljerte anvisninger for utlegging og komprimering av skumglass er gitt i ETA – 05/0187, se ref. (10).

	Lett fyllmasse	Frostsikringslag	Grøfter
Beltegående utstyr	≤ 50 KPa	≤ 50 KPa	
Vibroplate	50 – 200 kg	50 – 200 kg	50 – 100 kg
Maksimal lagtykkelse før komprimering			
- Beltegående utstyr	1.0 m	0.6 m	
- Vibroplate	0.6 m	0.6 m	0.3 m
Antall overfarer			
- Lett komprimering	2	2	2
- Normal komprimering	2	2	4

Figur 2-4- 25 Anvisninger for utlegging og komprimering av skumglass

- Tildekking

Skumglass kan legges ut med en maksimal helning på 1:1, men det kan være praktisk å benytte slakere skrånning for eks. parallelt med prosjektert fyllingsskrånning, bl.a. for å redusere vekt fra overdekningsmasser på fyllingsskråningene. Til overdekning kan benyttes vanlige jordmasser som legges ut med minimum 0,5 m tykkelse.

Fiberduk av klasse 3 benyttes for å separere skumglasslaget fra over og underliggende lag.

- Vannopptak

Plassert i fylling vil materialet oppta fuktighet. Dette vil avhenge av vanntilgang og dretnasjeforhold herunder økning i mengde firnstoff under utlegging og komprimering. Ved kontroll på utlagt materiale er det målt inntil 25 % vanninnhold i frostsikringslag mens det i vegfyllinger er målt inntil 20 %. Det er tatt hensyn til dette ved angivelse av dimensjonerende tyngdetetthet.

- Deformasjoner

For å undersøke deformasjoner i skumglass er det både utført ødometerforsøk i laboratoriet og oppfølging av vegprosjekter med slangesetningsmålinger. Målingene viser at det ved normale spenningsnivåer i en vegfylling vil langtidsdeformasjoner forventes å kunne utgjøre ca 1 – 2 % av skumglassets lagtykkelse.

- Vinterarbeid

Skumglass kan legges ut på vinteren dersom traubunnen er ferdig avrettet og telefri. Det må sikres at materialet ikke er frosset i klumper eller blir blandet med snø.

2.4.4.5 Overbygning

Skumglasslaget betraktes som undergrunn, og overbygningen dimensjoneres etter bærevnegruppe 3. Tykkelsen av overbygning skal normalt ikke være mindre enn 50 cm.

Dimensjonering og krav til komprimering av overbygningen er beskrevet i håndbok 018; Vegbygging (ref. 1).

2.4.4.6 Kontroll og oppfølging**- Materialkontroll**

Produsenten av skumglass skal oppfylle/dokumentere spesifikasjonene for den avtalte fraksjon og densitet ved løs lagring.

Som en del av driftskontrollen skal materialets densitet i tørr tilstand bestemmes og kornfordeling kontrolleres gjennom sikting.

Densiteten kan kontrolleres ved at materialet fylles løst i bønne med kjent volum ca. 20 l.

Skumglasset ristes lett uten komprimering og strykes av med stållinjal og veies. Det tas ut representative prøver for å måle vanninnholdet for beregning av tørr densitet. Middelerverdien av en serie (minst 3 prøver) skal ikke overstige avtalt tørr densitet. Enkeltp prøver får ikke overstige avtalt densitet med mer enn 15 %.

Kornfordelingen kontrolleres ved at det tas ut en representativ prøve på 10 l som kvartes ned til 2,5 l. Prosentandelen av finstoff mindre enn 2 mm skal normalt ikke overstige 4 %.

Hyppigheten av prøver skal være som vist på Figur 2-4- 26.

Fyllingens størrelse	Antall prøver som skal kontrolleres
< 500 m ³	Minimum 2 prøver
500 - 5000 m ³	Minimum 3 prøver
> 5000 m ³	Minimum 3 prøver pr. 5000 m ³

* Kontrollomfang for fyllinger > 5000 m³ kan vurderes

Figur 2-4- 26 Kontrollhyppighet av tyngdetetthet og kornfordeling

Skumglass skal ikke inneholde snø, is, frosne klumper av skumglass, jord eller andre materialer

- Dokumentasjon fra leverandør

Produsenten av skumglass skal dokumentere, senest ved avtale om leveranser til anlegget, at bedriften har et tilfredsstillende opplegg for kvalitetssikring ved produksjon av varen som tilbys. Kvalitet av løpende produksjon og leveranser til anlegget skal også dokumenteres. Statens Vegvesen kan gi nærmere krav til slik dokumentasjon.

- Komprimeringskontroll

For kontroll av utlagt og komprimert materiale kan det benyttes et tynnvegget metallrør med diameter ca 0,4 m og høyde ca 0,5 m. Røret presses/slås ned i skumglassfyllingen og massene inne i røret graves ut til en jevn flate i bunn utgraving. Utgravet masse veies og en del av massen settes til tørking for beregning av vanninnhold. Volum av utgravet masse kan enten beregnes som rørets innvendige tverrsnitt ganger utgravingsdybde, eller alternativt at det settes en tynn plastduk ned i røret og det fylles på med vann til overkant av røret. Medgått vann utgjør da utgravet volum. Dette gir grunnlag for å beregne våt og tørr densitet av komprimert materiale, se Hb 016 Kap. 3 (ref 2)



Figur 2-4- 27 Prøvetaking av komprimert skumglass (Foto: Kjell Eriksen, Statens vegvesen)

- Materialtekniske egenskaper

En samlet oversikt over mekaniske egenskaper for skumglass er vist i tabell Figur 2-4- 28. Det vises også til tabell Figur 2-4- 2.

Parameter		Verdi	
Kornstørrelse		Lett: 10-50 mm Std: 10-50 mm	
Tørr densitet		Lett: < 180 kg/m ³ Std: < 225 kg/m ³	
Lette fyllinger	Bæreevnegruppe ved dimensjonering av overbygning	3	
	Dimensjonerende tyngdetetthet i fylling	Lett: 3,5 kN/m ³ Std: 4,0 kN/m ³	
	Dimensjonerende tyngdetetthet mot oppflytning	3,5 kN/m ³ ¹⁾	
	Volumendring ved komprimering	20–30 %	
	Friksjonsvinkel ϕ	45°	
	Utlegging	Maksimal lagtykkelse	1,0 m 0,6 m inntil landkar/støttemur
		Komprimering	Beltegående maskin med beltetrykk ≤ 50 kN/m ² . Vibroplate ved landkar/støttemur 50–200 kg
		Skråningshelning	Maks. 1:1
		Overdekning på skrån timer	Min 0,5 m vanlig jordmasser
	Frostsikring	Dimensjonerende vanninnhold	20–25 vekt-%
Dimensjonerende varmeledningsevne λ_p		Lett: 0,10 W/mK (tørr): Std: 0,11 W/mK (tørr)	
NB! - Det tillates ikke anleggstrafikk direkte på skumglasslaget - Fiberduk av klasse 3 brukes for å separere skumglasslaget fra over og underliggende lag			
Utlegging		Utleggingsutstyr	Doser - Kortere strekninger: gravemaskin
		Maksimal lagtykkelse	0,6 m i vegoverbygning
Komprimering	Beltegående maskin med beltetrykk ≤ 50 kN/m ² . Vibreende plate 50–200 kg (landkar og støttemur)		

1) Ved fare for flom ved nytlagte masser må eventuell bruk av tørr tyngdetetthet vurderes

Figur 2-4- 28 Materialtekniske egenskaper for skumglass.

2.4.5 Andre lette masser

2.4.5.1 Lettbetongavfall

Lettbetongavfall fra produksjon av SIPOREX/YTONG og blokkproduksjon med lettklinker som tilslag er i dag lite aktuelt på grunn av liten tilgjengelighet. Slike materialer har tidligere vært til dels mye brukt av vegvesenet i lette fyllinger.

Dimensjonerende tyngdetetthet for lettbetongavfall er $\gamma_d = 10 \text{ kN/m}^3$

Detaljerte beskrivelser av metoden finnes i; Veiledning i bruk av lettbetongavfall (ref. 9).

2.4.5.2 Bark og sagflis

Bark og sagflis er i dag mindre aktuelt som vegfyllingsmateriale på grunn av pris (brukes i gjenvinningsanlegg til brensel og jordforbedring), sigevann fra fyllingen (fra bark) og til dels storeegensetninger i fyllingen. Bark og sagflis har tidligere vært brukt av vegvesenet i fyllinger.

Dimensjonerende tyngdetetthet for bark og sagflis er $\gamma_d = 10 \text{ kN/m}^3$.

2.4.5.3 Skumbetong

Skumbetongen er mekanisk skummet betong som også kan tilsettes polystyrenperler for ytterligere reduksjon av densitet. Metoden har vært anvendt i Sverige som lett fyllmateriale. Materialet kan ha en utlagt densitet på 4 kN/m^3 . Det har en høy trykkstyrke og ser ut til å egne seg godt som vegfyllingsmateriale. Produksjonskostnadene ser imidlertid ut til å være svært høye.

Dimensjonerende tyngdetetthet forventes å være i størrelsesorden $\gamma_d = 6 - 7 \text{ kN/m}^3$.

2.4.5.4 Bildekk

Oppkuttete brukte bildekk er benyttet som lett fyllmateriale, først og fremst i USA. Ved å bruke bildekk i fyllinger kan en hjelpe til med å løse et stadig økende avfallsproblem.

Metoden er anvendt på noen prøveprosjekter i Norge i forbindelse med Gjenbruksprosjektet. I denne sammenheng foretas det målinger evt. utlekkasje fra fyllinger med oppkuttete bildekk. Inntil resultatet av disse forsøkene foreligger har Klima- og Forurensingsdirektoratet (Klif) nedlagt forbud mot videre bruk av slike fyllmasser i vegfyllinger.

For nærmere beskrivelse av metoden vises det til Internrapport nr. 1626; Oppkuttete bildekk i lette fyllinger (ref. 9).

2.4.5.5 Blokker av heksagonale plastsylindrer (Honeycomb-blokker)

Honeycomb-blokker produseres av polypropylen med heksagonale celler. Blokkene lages

i omlag samme størrelse som blokker av ekspandert polystyren (EPS). Hovedfordelen med dette produktet er at varierende vannstand kan tillates i blokkene uten at dette vil medføre oppdriftsproblemer. Materialet produseres i Frankrike hvor det til en viss grad har vært brukt som lett fyllmasse i vegfyllinger. Det er imidlertid mer enn dobbelt så kostbart som andre lette fyllmasser.

Dimensjonerende tyngdetetthet vil variere fra $\gamma_d = 3-6 \text{ kN/m}^3$ avhengig av trykkstyrke.

2.4.6 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2010.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>.
- (2) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, 6. utgave, Oslo 2010.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (3) Statens vegvesen, Bruk av ekspandert polystyren i vegfyllinger;
Prosjektering, utførelse, kvalitetssikring. Blankett 482. Vegdirektoratet. Oslo 1991.
- (4) Statens vegvesen, Materialkrav for ekspandert polystyren til vegfyllinger. Blankett 483.
Vegdirektoratet. Oslo 1991.
- (5) Statens vegvesen, Kvalitetskontroll av ekspandert polystyren til veg fyllinger.
Blankett 484. Vegdirektoratet. Oslo 1991.
- (6) Vägverket, Lättklinker i vägkonstruktioner. Publ. 2003:1. Borlänge 2003.
- (7) Vägverket, Cellplastsomlättfyllning i vägkonstruktioner. Publ. 2004:109. Borlänge 2005-03.
- (8) Statens vegvesen, Rekkverk; Håndbok 231. Oslo 2003
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>.
- (9) Statens vegvesen, Veiledning i bruk av lettbetongavfall. Internrapport nr. 956.
Veglaboratoriet, Vegdirektoratet. Oslo 1980.
- (10) Jan Vaslestad, Oppkuttete bildekk i lette fyllinger. Erfaringer fra USA.
Intern rapport nr. 1626, Veglaboratoriet, Vegdirektoratet, Oslo 1993.
- (11) European Technical Approval No. ETA-05/0187, Norwegian Building Research
Institute P.O.Box 123 Blindern, N-0314 Oslo.
- (12) NS 3458 Utgave: 1 (11.10.2004) Komprimering - Krav og utførelse, Språk: Norsk
- (13) Produktinformasjon fra Maxit, Leca lett fyllmasse, Leca 12.100 - 2002.
- (14) EN 14933:2007, Thermal insulation and light weight fill products for civil engineering
applications – Factory made products of expanded polystyrene (EPS) – Specification.
- (15) prEN15732, Light weight fill and thermal products for civil engineering applications
(CEA) _Expanded clay aggregate products (LWA).
- (16) Statens vegvesen, Brukprosjektering, Håndbok 185, Vegdirektoratet, Oslo 2009.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>.
- (17) NS-EN 1997-1:2004+NA:2008 Eurokode 7, Geoteknisk prosjektering, Del 1:
Allmenne regler. 2008, Standard Norge: Oslo.

2.5 Myrbru/lavbru

2.5.1 Generelt

Myrbrukonseptet er basert på en kontinuerlig platebru i plasstøpt slakkarmert eller spennarmert betong fundamentert på peler ført rett opp i bruplata. Metoden har vært i bruk i Norge siden 1960 årene på en rekke prosjekter.

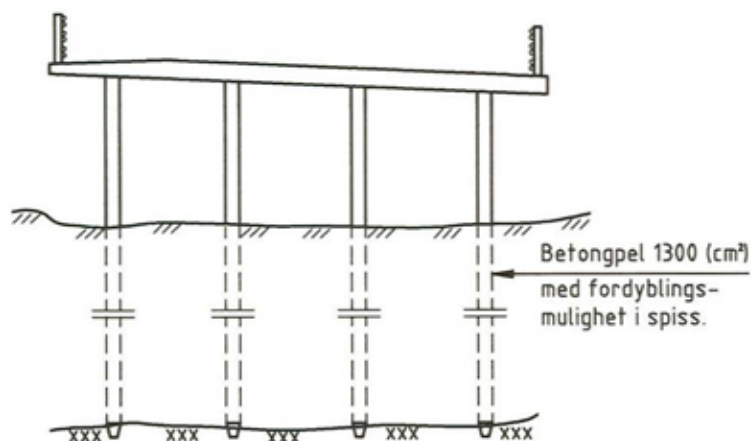
2.5.2 Dimensjoneringsgrunnlag

I områder med svært bløt undergrunn vil en myrbru under gitte forutsetninger kunne konkurrere teknisk og økonomisk med andre grunnforsterkningsmetoder.

Brutypen dimensjoneres som en vanlig bru etter Håndbok 185 Bruprosjektering, 2009 (Ref. 1). Pelene dimensjoneres i henhold til Håndbok 016, 2010 (Ref. 2) og Peleveiledningen av 2005 (Ref. 3).

Under er nevnt en del faktorer som har betydning for dimensjoneringen og må vurderes ved valg av en slik løsning.

- Høyde over bakkenivå
- Sidestøtte for pelene. (knekningsproblematikk)
- Peletype
- Opptak av horisontalkrefter
- Bæreevne for pelerigg
- Kostnader



Figur 2-5-1 Typisk tverrprofil av myrbru.

2.5.3 Utførelse og kontroll

Myrbruautførelsen er kontinuerlig platebruiplastøpplakkarmertellerspennarmertbetong.

Pelene kan være friksjonspeler eller peler ført til berg og de føres direkte opp i brubanen. Det må stilles spesielt strenge krav til pelene ved bruk av store peler. Det kan være nødvendig å skjerpe de krav som stilles i prosesskoden.

Opplagring mellom bruplate og topp pel må vies spesiell oppmerksomhet, se Håndbok 185 (ref. 1).

Spennvidden mellom hver akse har variert i området 10–20 meter. Peletyper har variert fra et tett mønster med betongpeler til store stålrørpeler i hver akse.

Utførelsen egner seg godt som vinterarbeid med en mulig øket bæreevne for peleriggen.

2.5.4 Spesielle forhold

Estetiske hensyn (og knekningsproblematikken) tilsier at en bør bestrebe seg på å bruke få grove peler framfor mange og slanke.

Forskalingen henges vanligvis opp på pelene. Ved lange spenn kan forskalingskostnadene reduseres ved at forskalingen henges på pelene og med midlertidige mellompeler.

Det finnes også andre tilsvarende metoder bl.a brukes det i USA en metode for kryssing av områder med ekstremt dårlig bæreevne hvor pelingen foregår fortløpende fra den bygde brubanen som i stor grad er basert på prefabrikkerte elementer.

2.5.5 Prosjekteksempel

2.5.5.1 Orientering

Statens vegvesen, Østfold bygde i 1992 ny E6 mellom Svingenskogen og Hjelmungen. I den forbindelse er det bygd en lavbru på i underkant av 200 meter. Veggen ligger på denne strekningen fra 2-5 meter over terreng. Landskapsestetiske hensyn tilsa at man ønsket å bygge en bru framfor en fylling på denne strekningen.

2.5.5.2 Grunnforhold

Grunnen består av bløt, sensitiv og stedvis kvikk normalkonsolidert leire. Tørrskorpen er ca 1,5 meter tykk. Under denne har leiren et vanninnhold 50–75 % og en udrenert skjærfasthet c_u på 10-15 kN/m².

Bergoverflaten er svært ujevn over hele strekningen og er stedvis svært steil. Største registrerte dybde til berg er 26 meter.

Grunnen kunne av stabilitets og setningshensyn ikke belastes med større last enn tilsvarende 2 meter vanlig fylling uten bruk av stabiliserende tiltak.

2.5.5.3 Fundamentering

Landkarene er fundamentert på henholdsvis berg i syd og på betongpeler i nivå med underkant vegfylling i nord. Fra det siste landkaret er veggen fundamentert på fylling på peler i nærmere 50 meter.

Brua er fundamentert med en løsning hvor overbygningen er etablert direkte på oppstikkende peler. På grunn av bruas høyde over terrenget er det blant annet pga estetiske hensyn valgt grove peler.

Det er valgt å bruke en slakkarmert bru med en overbygning utformet som et dobbelt T-tverrsnitt.

Det er totalt 10 akser med en spennvidde på 20 meter. Det er rammet 2 spissbærende, utstøpte stålrørspeler med utvendig diameter \varnothing 700 mm i hver akse. Godstykkelsen er minimum 14 mm for pelene i akse 2–6 og 10–11. For pelene i akse 7–9 er minimum godstykkelse 19 mm. Stålkvaliteten er St 52-3.

Samtlige peler er vertikale. Pelene er avsluttet litt under terreng og forlenget med sirkulære søyler med diameter 700 mm.

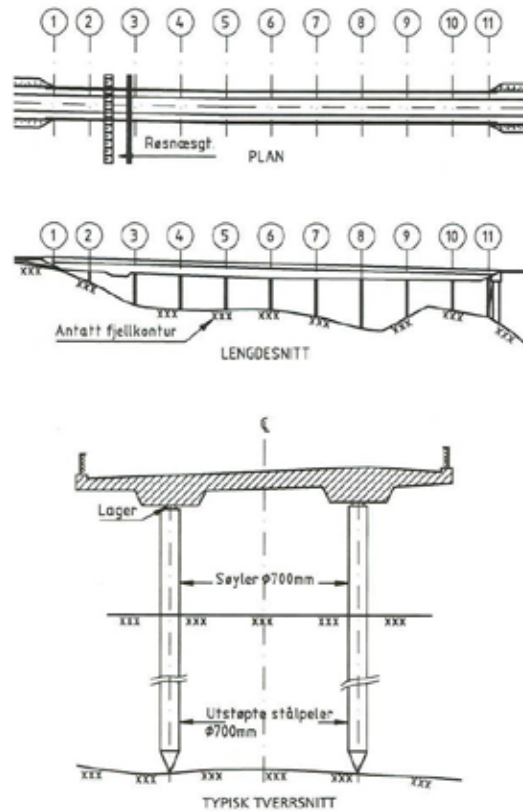
Søyledimensjonen er valgt ut fra nødvendig plassbehov for lageret som skal plasseres på toppen av søylen.

Forskalingskostnadene ble betydelig redusert ved at forskalingen for støpen ble holdt oppe av 2 mellomliggende betongpeler i hver akse.

Brua er fastholdt ved det søndre landkaret. Søylene i akse 2,3 og 4 forutsettes å ha leddlager i toppen. For de øvrige pelene er det brukt ensidig bevegelig glidelager for å ta opp svinn og temperaturbevegelser.

Alle pelene ble forutsatt rammet til berg. Der morenelaget er tykt har enkelte peler blitt rammet til stopp i løsmassene under forutsetning av at tilstrekkelig bæreevne har blitt dokumentert. Krav til karakteristisk bæreevne var 8000 kN.

I Figur 2-5- 2 er det vist lengde- og tverrprofiler av brua.



Figur 2-5- 2 Lengde og tverrprofil av Vikshaugen bru.



Figur 2-5- 3 Myrbru (Vikshaugen bru på E6 i Østfold. (Foto: El Hadj Nouri)

2.5.6 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Bruprosjektering, Håndbok 185, Vegdirektoratet 2009.
- (2) Statens vegvesen, Geoteknikk i vegbygging, Håndbok 016, Vegdirektoratet 2010.
- (3) Peleveiledningen 2005, Den Norske Pelekomite, Norsk Geoteknisk Forening, utgave 2005.
- (4) Baardvik G., Veglaboratoriet. Oppdragsrapport B- 319C Vikshaugen bru, E6 Svingenskogen - Hjelmungen. 1991
- (5) Vegdirektoratet. Bruavdelingen/Berdal Strømme. Forprosjekt Vikshaugen bru.

3 Skråninger

3.0 Innledning

3.0.1 Generelt

Når det gjelder formelle krav vises det til vegnormalene, Håndbok 018 – Vegbygging (Ref. 9).

3.0.1.1 Miljø

Ved utforming av skråninger og valg av sikringsmetoder er det viktig å hindre erosjon og forurensing samt å legge vekt på god landskapstilpasning.

Eroderte jordmasser kan gi store forurensningskonsekvenser i tilgrensende vassdrag. Sikringstiltakene må derfor gjennomføres umiddelbart etter at skråningen er etablert eller før skråningen etableres. f.eks sedimentasjonsdammer/avskjæringsgrøfter.

Landskapsmessig sett er det i første rekke viktig at veglinja er godt tilpasset terrenget slik at store skråningsflater og skjæringer unngås. Skråninger i jord bør utformes i samsvar med øvrige terrengformer i landskapet. Det må sørges for gode overganger til eksisterende terreng.

For skråninger som er svært eksponerte, sett fra vegen eller fra landskapet forøvrig, er det ønskelig med en reparering av landskapet så raskt som mulig. I slike situasjoner er det aktuelt med innplanting av vegetasjon utover grasetablering. Med hensyn til økologi og landskapstilpasning er det mest aktuelt å benytte stedegne arter. I prosjekter hvor sikring av skråninger får konsekvenser for omkringliggende miljø bør landskapsarkitekt konsulteres.

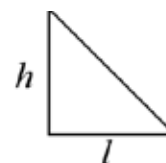
Vegetasjon er et viktig stabiliserende element både når det gjelder vannregulering og armering av jorda. Der gras og vedarter (trær og busker) er tilfredsstillende som sikringstiltak bør dette av økologiske og landskapsmessige hensyn nyttes framfor eller i kombinasjon med mekaniske tiltak.

3.1 Sikring av skråninger i jord

3.1.1 Generelt

Skjærings- og fyllingsskråninger i jord forutsettes utformet med helning som samsvarer med kravene i håndbok 018, kapittel 2 (Ref. 1), se Figur 3-1- 1 og Figur 3-21- 3.

Grunnforhold	Største skråningshelning (h : l)	
		Spesielle overflatetiltak må planlegges
Stein	1:1,5	1:1,25
Grus	1:2	1:1,5
Sand $C_u \geq 5$	1:2	1:1,5
Finsand/silt		
- tørr	1:3	1:2
- lagdelt	1)	1)
- vannmettet	1)	1)
Leire		
- skjæringsdybde 0-10 m	1:3	1:2 ²⁾
- skjæringsdybde > 10 m	1:3 ²⁾	



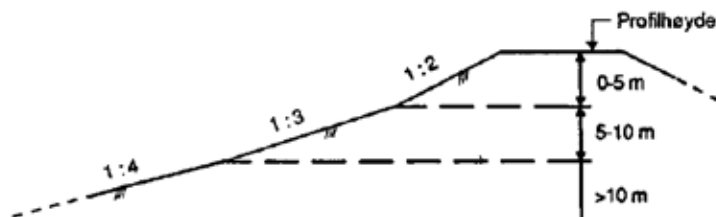
- 1) Ved lagdelt og/eller vannmettet finsand/silt bør skråningshelning vurderes spesielt. Profilet skal da vurderes i sammenheng med sikringstiltak.
- 2) Stabilitet mot dyperegående glidninger skal undersøkes.

Figur 3-1- 1 Største skråningshelning for skjæring

Materialer	Største skråningshelning
Stein	1: 1,25 ¹⁾
Grus	1:1,5
Sand	1:1,5
Finsand/silt	1:2
Leire	Se Figur 3-1- 3

- 1) Fylling av sprengt stein kan legges med helning brattere enn 1:1,25. Det forutsettes lagvis utlegging og stein med egnet form og størrelse i skråningsflaten

Figur 3-1- 2 Største skråningshelning for vegfyllinger



Figur 3-1- 3 Største tillatte skråningshelning for leirfylling

Avhengig av skråningshelning og fyllingshøyde vurderes behov for rekkverk i henhold til Håndbok 231.

Ved geotekniske undersøkelser og vurderinger skal skråninger anlegges slik at de har tilfredsstillende stabilitet mot større utglidninger og ras. Men de skal også være sikret mot skader i form av erosjon og overflateglidning. Slike skader kan ofte være begynnelsen til større skader og stabilitetsproblemer.

Det er hensiktsmessig å planlegge forebyggende tiltak mot skråningsskader på et tidlig tidspunkt i planarbeidet. Dette gjelder først og fremst der hvor hensynet til stabilitet og fare for ras er en avgjørende faktor. Med noe forbehold vil det være sammenfallende interesser mellom sikring mot dyperegående grunnbrudd og sikring mot overflateskader. Minst mulig inngrep i eksisterende terreng, begrenset fyllings- og skjæringshøyde og riktig valg av skråningshelning er viktig for begge problemstillinger.

Estetiske virkemidler som avrunding av skråningstopp og bunn, og generelt best mulig tilpasning til omgivelsene og etterligning av de naturlige forhold, inngår også i en oppskrift for erosjonssikring. Avvikende farge og overflate bør unngås. På planleggingsstadiet bør mulighet for reetablering av vegetasjon i skråninger vurderes. Dessuten må det tas hensyn til et framtidig, rasjonelt vedlikehold av skråning, nødvendige grøfter, stikkrenner og vegetasjon. Reetablering av vegetasjon i skråninger må tilstrebes.

Vegnormalene (Vegbygging Hb 018, Rekkverk Hb 231) stiller krav til fyllingsskråningers høyde og helning samt sikkerhetssone hvor det ikke skal være trafikkfarlige elementer, som steiner, trær, vann etc. Vegnormalene stiller krav om fjerning av slike faremomenter eller endret utforming av skråningen dersom en skal unngå bruk av vegrekkverk. Dette er forhold en bør ta hensyn til ved utforming og sikring av fyllingsskråninger og naturlige skråninger innenfor sikkerhetssonen.

3.1.2 Dimensjoneringsgrunnlag

3.1.2.1 Forundersøkelser

På grunnlag av forundersøkelser kan sikringstiltak prosjekteres.

Problem	Vurderingsgrunnlag	Undersøkelsesmetoder
Overflateerosjon	Korngradering Permeabilitet Skråningshelning	Størrelse av nedslagsfelt Vurdering av overvannsstrømning Sondering Prøvetaking
Grunnvannserosjon	Lagdelling og lagtykkelse Korngradering Grunnvannstand Permeabilitet Vannmengde	Vurdering av grunnvannsstrømning Grunnvannstandsmåling Sondering CPTU Prøvetaking
Overflateglidning	Grunnvannstand Permeabilitet Vannmengde Telefarlighetsklasse	Grunnvannstandsmåling Poretrykkmåling Sondering Prøvetaking

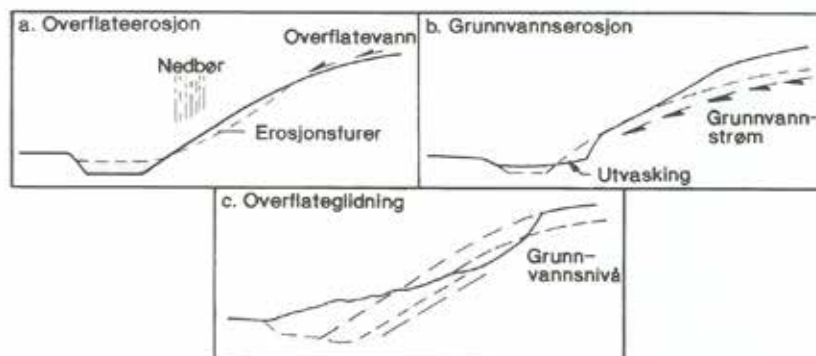
Figur 3-1- 4 Forundersøkelser for vurdering av sikringstiltak.

Grunnvannsforholdene endres ved uttaking av skjæringer. I mange tilfeller vil det være vanskelig å bedømme mulighetene for skader på skrånningene på planstadiet. Endelig valg av sikringstiltak må da utføres eller justeres under anleggets gang.

3.1.2.2 Skadetyper

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 i dette kapittel, her henvises det til håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging.

Skråningsskader i jord deles vanligvis i følgende tre hovedtyper:



Figur 3-1- 5 Typer av skråningsskader i jord.

- a. Overflateerosjon

Overflateerosjon er masseforflytning nedover skråninger ved at mineralkorn eller jordklumper rives løs og transporteres med rennende vann, se Figur 3-1- 5a og Figur 3-1- 6. Mest utsatt for erosjon er lite kohesive, finkornige jordarter med høyt siltinnhold. Er skråningen lang og/eller vann kommer til fra store nedslagsfelt, kan overflateerosjon gå over i konsentrert erosjon og danne grøfter og furer.

- b. Grunnvannserosjon

Grunnvannserosjon kan oppstå når grunnvannet trekker ut i en vegskråning, se Figur 3-1- 5b Figur 3-1- 7. Særlig i siltige jordarter vil vannet kunne føre til en bakovergripende utvasking. Årsaken til at det oppstår konsentrert uttrekk av vann, er som regel at lagdelt grunn blir gjennomskåret.

- c. Overflateglidning

Overflateglidning er glidning i et sjikt omtrent parallelt med skråningens overflate, se Figur 3-1- 5c og Figur 3-1- 8. Oftest ligger glideflaten 0,1-0,5 m under overflaten. Overflateglidninger forekommer i leirige materialer når disse blir oppbløtt ved f.eks. kraftig høstregn. Glidninger vil også lett oppstå i teleløsningen ved at det øverste jordlaget tiner og får et overskudd av vann som hindres i å sige ned i jorda pga. dypere liggende tele.



Figur 3-1- 6 Eksempel på overflateerosjon (Foto: Kristine Flesjø, Vegdirektoratet).



Figur 3-1- 7 Eksempel på grunnvannserosjon (Foto: Thorbjørn Hansen, Region øst).



Figur 3-1- 8 Eksempel på overflateglidning (Foto: Bjørn K. Dolva, Region sør).

3.1.2.3 Sikringsmetoder

Sikring mot dyperegående glidninger og andre omfattende skader er ikke omtalt i det følgende (se Hb 016 Ref. 3).

- Valg av sikringsmetode

Sikringsmetoden avhenger av grunnforhold, klima og værforhold. Figur 3-1- 9 vil være retningsgivende for valg av sikringsmetode. Lokale erfaringer når det gjelder omfanget av skråningsskader bør også tas med i vurderingsgrunnlaget ved valg av sikringsmetode.

For å oppnå harmonisk tilpasning vil det være gunstig å benytte naturens egne materialer. Grasdekke vil hindre overflateerosjon mens trær og busker har røtter som vil binde sammen massene under overflaten. Slakere skrånninger bør tilstrebes der dette er mulig. Bruk av vegetasjon (grasdekke, busker og trær) gir oftest den beste landskapstilpasningen.

Skadetype	Skadeårsak	----- TILTAK -----		
		Gunstige forhold. Ikke spesielt erosjonsømfintlig grunn. Ingen spesielle Grunnvannsproblemer Lite nedbør. Lokale erfaringer viser små skråningsproblemer	Vanskelige forhold. Mer erosjonsømfintlig grunn og mulighet for glidninger. Konsentrerte uttrekk av grunnvann. Lokale erfaringer viser at skråningsskader er vanlig.	Ekstreme forhold. Erosjonsømfintlige masser og/eller leirige masser som er utsatt for overflate glidninger. Konsentrerte uttrekk av grunnvann. Betydelig nedbør og overflatevann. Lokale erfaringer viser at skråningsskader er meget omfattende
Overflateerosjon	Overflatevann og nedbør som renner ned skråningene.	Vegetasjonsdekke Terrenggrøft	Vegetasjonsdekke Barkdekke Erosjonsnett Terrenggrøft Utslaking av skrånning	Vegetasjonsdekke Erosjonsnett Terrenggrøft Grus- eller pukklag Utslaking av skrånning
Grunnvannserosjon	Uttrekk av Grunnvann konsentrert i laggrensene evt fra avbrutt jordbruksdren eller grøfter.	Vegetasjonsdekke Terrenggrøft	Vegetasjonsdekke Erosjonsnett Terrenggrøft Skråningsdren	Vegetasjonsdekke Erosjonsnett Terrenggrøft Skråningsdren Grus- eller pukklag
Overflateglidning	Nedsatt fasthet i sjikt parallelt med skrånningen. Oppbløtt pga. tining av tele og nedbør.	Vegetasjonsdekke Terrenggrøft	Vegetasjonsdekke Armeringsnett Terrenggrøft Skråningsdren	Vegetasjonsdekke Armeringsnett Terrenggrøft Slakere skrånings-helninger Skråningsdren Drensgrøft Kombinert pukklag og drensgroft

Figur 3-1- 9 Skadetype – tiltak.

Ved bruk av erosjonsnett bør det legges stor vekt på at nettet blir lite synlig i overflaten. Nett med grå eller sort farge er gunstigst. Tiltaket bør kombineres med grasetablering og planting av busker og trær.

Grus eller pukklag er ingen heldig løsning landskapsmessig sett. Flatene må eventuelt tilføres vekstjord og tilsås. Tiltaket bør om mulig begrenses til området nærmest vegen (3–5 m) som uansett vil bestå av grasbakke.

Grunnforhold (Materialer, grunnvannsforhold, skråningshøyde)	Stein	Grus	Sand		Finsand/silt		Leire				
			Tørr	Vannmettet	Tørr	Lagdelt Vannmettet	Skjæringsdybde		Fyllingshøyde **		
							0–10m	>10 m	0–5m	5–10m	10–15m
Anbef. bratteste helning	1:1,25	1:1,5	1:1,5	1:2	1:2	1:2–1:3	1:2 *	1:3 *	1:2 *	1:3 *	1:4 *
Vegetasjonsdekke		X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Ekstra sikring kan være nødvendig	X		(X)	X	X		X	X			(X)

* Stabilitet mot dyperegående glidninger må undersøkes

** 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 3-1- 10 Anbefalt største skråningshelning.

3.1.3 Utførelse og kvalitetskontroll

3.1.3.1 Kvalitetssikring

Utførelsen skal organiseres slik at målene i kvalitetsplanen for anlegget kan oppfylles. Det skal bl.a. kontrolleres og dokumenteres at krav til geometri, materialer, teknisk utførelse og landskapstilpasning er oppfylt. Avviksbehandling/oppretting foretas etter retningslinjer gitt i vegnormalene, håndbok 018 (Ref. 1).

Figur 3-1- 10 angir 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, trafikk-

sikkerhetsmessige og vedlikeholdsmessige hensyn, på grunn av snøforhold og ut fra jordbruksmessige ønsker.

3.1.3.2 Utførelse

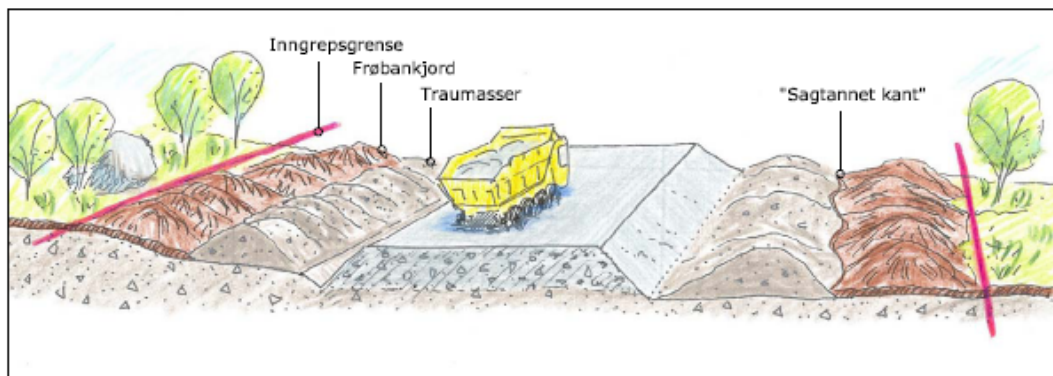
Ved tilføring av masser for justering av jordskråninger, må det brukes masser som blir like stabile som områdene forøvrig (Hb 025 Prosesskode – 1.).

3.1.3.3 Etablering av vegetasjonsdekke

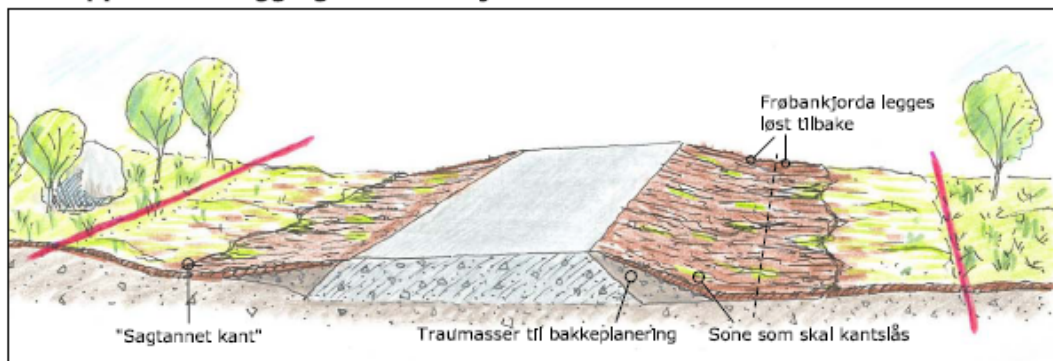
Vegetasjonsdekke skal hindre overflatevann i å grave, samtidig som røttene skal virke som armering av det øverste jordlag og redusere risikoen for sig og glidninger. Plantene har også en drenerende effekt på jord med uønsket høyt vanninnhold.

I naturområder utenfor tettbebygde strøk og jordbruksområder anbefales tilrettelegging for naturlig revegetering fra stedlige toppmasser (frøbankjord), se Figur 3-1- 11. Poenget er å legge til rette for at de plantene som vokste på området skal komme tilbake, og prinsippet er å ta vare på det øverste jordlaget som inkluderer frø og plantedeler.

Prinsipper for avtaking og mellomlagring av frøbankjord



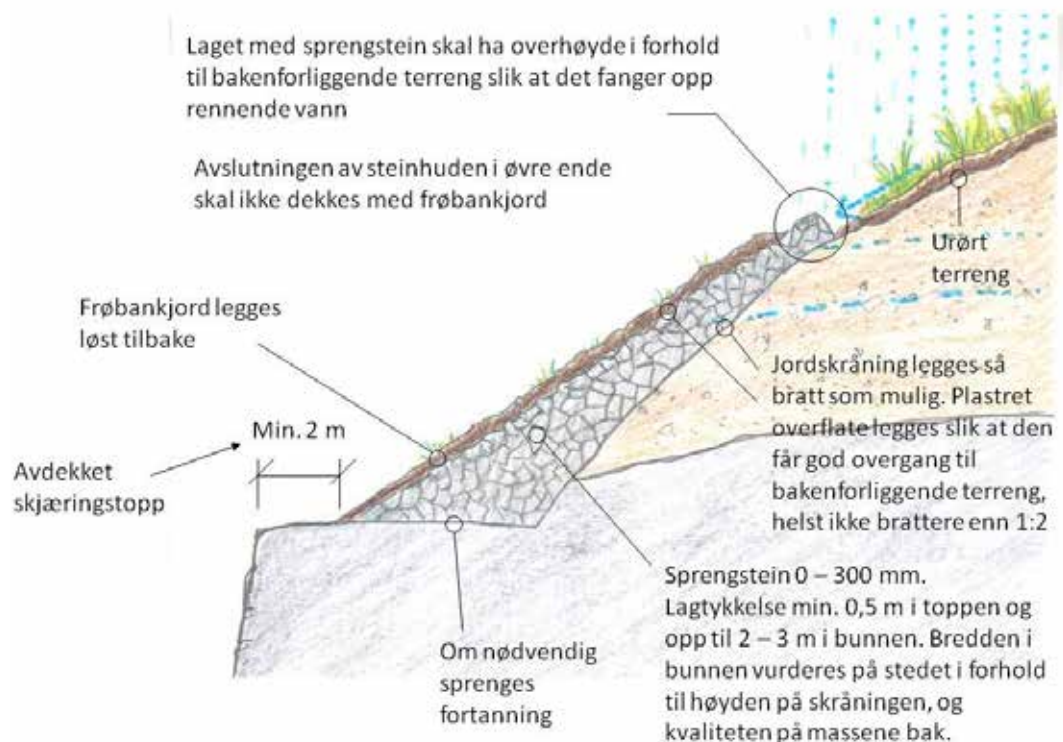
Prinsipper for utlegging av frøbankjord



Figur 3-1- 11 Prinsipper for naturlig revegetering.

Ved avtaking av frøbankjord skal rester av vegetasjonen og det organiske jordlaget lagres i ranker så nær opphavssted som mulig eller i separat deponi. Av praktiske årsaker kan en fast tykkelse benyttes (f. eks. 30 cm). Ved tilbakelegging av frøbankjorden skal det legges et tynt lag frøbankjord (f. eks. 10 cm) løst oppå utlagte traumasser, se Figur 3-1- 11. Disse skal heller ikke skal være komprimert, slik at det blir en ujevn overgang mellom sjiktene. I de fleste områder vil det være tilstrekkelig frø- og plantedeler som vil gi et vegetasjonsdekke tilpasset området. I enkelte spesielt tørre og høytliggende områder vil det ikke være tilstrekkelig plantemateriale i massene og supplerende planting bør utføres. I tettbygde strøk og i landbruksområder vil åkerugas kunne dominere frøbanken og gi et skjøtselsproblem og metoden anbefales derfor ikke her.

I løsmasseskjæringer kan bruk av sprengstein være aktuelt for stabilisering av overflaten. I slike tilfeller kan revegetering med stedlige masser utføres som vist på Figur 3-1- 12.



Figur 3-1- 12 Revegetering av sprengstein med stedlige masser

Der hvor revegetering ved bruk av stedlige masser ikke er egnet vil etablering av et lavt voksende vegetasjonsdekke av gras være det mest aktuelle nær inntil vegen (grøft, siktsone etc.). Bruk av trær og busker som erosjonssikring er mye brukt i mellom-Europa. Slike metoder er aktuelle ved fare for utglidninger i øvre lag av massene. På eksponerte skråninger kan det plantes inn trær og busker slik at reparasjonen av landskapet skjer raskest mulig.

a) Grasetablering

For å redusere faren for erosjon og forurensning skal skrånninger tilsås umiddelbart etter ferdig planering. Ved manglende spiring/grasetablering skal tilsåing gjentas før overlevering til byggherre. I garantiperioden skal ugras fjernes og om nødvendig skal tilsåing gjentas.

b) Valg av grasfrø

Valg av grasfrø er først og fremst betinget av klima, vekstgrunnlag og lokale erfaringer. Grasarter/sorter med vegetativ formering er gunstig for utviklingen av grasdekket. En grasfrøblanding består av flere grasarter. En grasart kan forefinnes i flere sorter og herkomster (proveniens), og man må derfor velge de herkomster som er tilpasset klimaet og vekstforholdene på stedet. Dette må overlates til fagfolk. Den prosentvise sammensetningen kan også variere på grunn av klimatiske variasjoner. Blandingen må inneholde en eller flere hurtigetablerende arter. Disse artene etablerer seg raskt etter tilsåing når erosjonsfaren er størst. Hurtigetablerende arter er ofte ettårige eller lite konkurransedyktige og bør derfor bare utgjøre en relativt liten andel i blandingen. Forslag til en del grasarter er vist i Figur 3-1-13.

Stein	Grus	Grus
Langs kysten fra Østfold til Hordaland (0–100 m.o.h.)		
Rødsvingel *	40 %	(Festuca rubra Ssp. Rubra) Leik, Frigg, Harald, Pernille
Rødsvingel *	45 %	(Festuca rubra Ssp.commutata) Wilma, Koket, Center,
Engkvein *	10 %	Olivia, Frida, Bargreen
Kvitkløver *	5 %	(Agrostis cappilaris) Leikvin (Trifolium repens) Snowy
Langs kysten fra Hordaland til Trøndelag (0–100 m.o.h)		
Rødsvingel *	80 %	(Festuca rubra Ssp. Rubra) Leik, Frigg, Harald, Pernille
Engkvein *	15 %	(Agrostis cappilaris) Leikvin
Kvitkløver *	5 %	(Trifolium repens) Snowy
Lavlandet fra Trøndelag og nordover samt flatbygdene og dalbygder i Sør-Norge (100 m.o.h – tregrense)		
Sauesvingel *	20 %	(Festuca ovina Ssp. ovina) Lillian
Rødsvingel *	65 %	(Festuca rubra Ssp. Rubra) Leik / Klett / Frigg 1)
Engkvein *	10 %	(Agrostis cappilaris) Leikvin
Kvitkløver *	5 %	(Trifolium repens) Norstar
I berget (dvs. over tregrensen)		
Sauesvingel *	45 %	(Festuca ovina Ssp. ovina) Lillian
Rødsvingel *	50 %	Festuca rubra Ssp. Rubra) Leik / Klett / Frigg 1)
Engkvein *	5 %	(Agrostis cappilaris) Leikvin
Arealer med store krav til erosjonssikring		
Italiensk raigras	10 %	Det settes til italiensk raigras, for eksempel Macho, i blandingene over. Mengden av øvrige komponenter i blandingene reduseres proporsjonalt.

1) Leik benyttes i Sør-Norge og Klett og Frigg fra Trøndelag og nordover.

Figur 3-1-13 Forslag til grasarter.

Det nyttes normalt en frømengde på 8–10 kg pr. dekar. Når det er ønskelig med tett grasdekke kan en nytte opptil 15 kg pr. dekar.

Det kan være aktuelt å tilsette blomster / urtefrø.

c) Gjødsling

Det er en forutsetning for et vellykket resultat at skråningen gjødsles de første årene. Behov for tilført gjødselmengde avhenger av flere faktorer, hvor de viktigste er jordart, nedbør og temperatur. Før tilsåing og grunnjødsling av større skråninger, bør jord/vekstmedium analyseres og gjødselbehovet tilpasses jordforholdene av fagkyndige.

En enkel anbefaling for grunnjødsling er ca. 30–50 kg superfosfat og 30–50 kg fullgjød-sel pr. dekar. Nyetableringer bør overgjødsles annenhver vår med 10–30 kg fullgjød-sel pr. dekar i 3–5 år. Deretter ved behov. Det er bedre å gjødsle ofte, med små gjødselmengder, enn å gjødsle sjelden med store.

d) Metode for tilsåing

Det er normalt ikke nødvendig å påføre vekstjord, hvis massene i skråningen inneholder nok finstoff (leire, knust stein, humus etc.). Finstoffet gir næring og holder på vann, som er nødvendig for vegetasjonsetablering.

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, gjød-sel, cellulose og evt. pluggtorv 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 gresset har slått rot, kan påføres 100 kg tørr cellulose pr. dekar, under ekstreme forhold 200 kg.

Det er viktig at skråningen ikke «poleres» av et glatt skjær under finplaneringen. Overflaten bør være litt oppkraf-sa (1–5 cm) slik at frøet får feste og blir liggende i ro.

e) Ferdig dyrket gras

Det kan også benyttes matter av ferdig dyrket gras. Disse skal ha godt utviklet rotsystem og skal i tiden før den legges holdes i god vekst. Det skal være høyst 3 døgn mellom skjæring og legging. Graset skal ha gjennomgått to vekstsesonger og være tett og fritt for rot-gras. Grasremser skal ha minst 30 mm rottykkelse og minst 300 mm bredde, og skal legges tett inntil hverandre.

Hvis tidligere finplanert overflate som grasmatten skal legges på, har endret seg, eller hvis overflaten er blitt tett, skal det utføres nødvendig løsing og finplanering før ferdig dyrket gras legges. Etter at grasmatten er lagt, skal eventuelle sprekker fylles med sand. Nødvendig vanning skal utføres til grasroten har festet seg. I bratte skrånninger skal remsene/stykkene plugges fast til grunnen dersom forholdene krever det. Ved midlertidig lagring og under arbeidet skal det påses at grasmattene ikke utsettes for sol og vind. Før utlegging skal underlaget av jord gjennomvannes. Grasmattene skal legges i forbant med tette fuger og i god kontakt med underlaget. Direkte etter legging skal graset gjennomvannes og rulles over med lettvals.

3.1.3.4 Plantearbeid

Planting av busker og trær foretas enten som en ren stabiliseringsmetode eller av landskapshensyn. Det anbefales å konsultere fagkyndige i forbindelse med planlegging og utførelse av stabiliseringsmetode med vegetasjon. Det vises også til Håndbok 169, Vegetasjon ved trafikkarer (Ref. 5).

Det er mest aktuelt å benytte stiklinger eller småplanter/barrotplanter eller en kombinasjon av disse. Stiklingene gir en hurtig effekt (pionerplanter) mens arter som på lengre sikt skal dominere, plantes inn som masseplanter (NS 4400) dvs. 1–2 år gamle.

Hittil har poppel- og vierarter vært mest benyttet.

Kriterier for valg av planter:

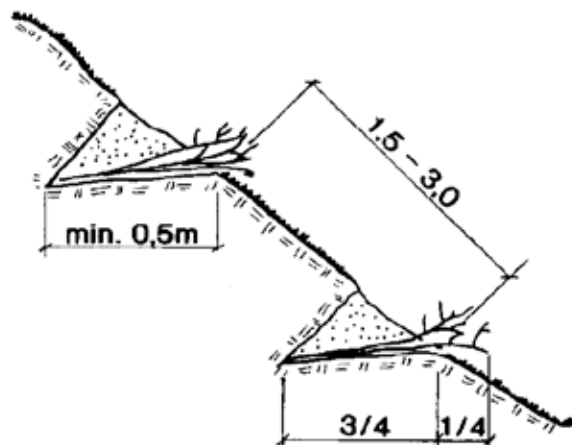
- tilpasning til eksisterende naturlig vegetasjon i området
- variasjon i arter
- variasjon i rotutvikling
- jordbunnsforhold

Dersom jordstrukturen gir røttene muligheter til å trenge langt ned jorda vil en oppnå den største effekten av varierende rotutvikling hos artene. Røttene vil armere forskjellige jordsjikt. Det er dessuten gunstig med flere arter med hensyn til vegetasjonens sårbarhet.

a) Plantemetode

Stiklingene eller plantene plantes før knoppsprett om våren, mens plantene er i vinterhvile. Hvis plantenes vinterhvile forlenges ved kjøling, kan planting foregå til midtsommer.

Høstplanting kan foretas i de fleste strøk i landet etter løvfall. Planteavstanden i horisontalretning bør være fra 0,5 til 3 m.



Figur 3-1- 14 Prinsipp for planting etter stiklingsmetoden.

Hvis jordmassenes beskaffenhet tilsier at arbeidsmetoden i Figur 3-1- 14 er umulig kan man benytte spett til å bore hull i jordmassene ($d = 10-20$ cm). Hullene etterfylles med jord etter at stiklingene er satt ned i hullene. Bruk av spett reduserer faren for erosjonsgroper rundt hver stikling.

Planter som på sikt skal utgjøre hovedtyngden av vegetasjonen, på bekostning av pionerplantene, plantes samtidig, eller etter noen år når pionerplantene har stabilisert skråningen.

Plantemateriale må bestilles 1–3 år, avhengig av art, før plantearbeid er planlagt igangsatt. Det må stilles krav til opprinnelse av levert materiale.

b) Vedlikehold

Det bør sørges for gode fuktighetsforhold ved planting. Utover dette bør plantene i størst mulig grad greie seg selv. Kunstig vanning senere vil ofte bare gi gode fuktighetsforhold i det øvre jordsjiktet. Dette kan negativt føre til at røttene ikke trenger ned i dypere jordlag.

Plantefeltene må gjødsles de første årene. Gjødselmengdene avhenger av grunnforholdene (se avsnitt om gjødsling).

Beskjæring av pionerplantene kan være aktuelt for å beholde unge friske greiner som tåler godt mekanisk påvirkning. Når de andre artene har vokst til, har stiklingsplantene tjent sin funksjon og kan, hvis det er ønskelig, fjernes helt.

For å lette vedlikeholdet og hindre overflateerosjon kan det være aktuelt å så kløver. Kløveren konkurrerer ikke med plantene på samme måte som et grasdekke gjør. Det kan også

være aktuelt å plante i arealer tilsådd med gras der overflateerosjon er et stort problem. Det kan da være aktuelt å fjerne grasdekket nært inntil plantehullet og å punktgjødse småplanten for å skynde på etableringen.

3.2.3.5 Erosjonsnett

Det er ønskelig å få etablert vegetasjon så hurtig som mulig for å korte inn den perioden da skrånningen er mest utsatt for erosjon. Ved siden av skadene på selve skrånningen, vil erosjon i denne perioden skylle grasfrø ned over skrånningen og resultatet blir store og bare flekker. Ved vanskelige forhold kan det derfor være nødvendig å bruke virkemidler som beskytter frø og jord mot erosjon i den første vekstperioden og forbedrer vekstvilkår og overflatestabilitet i noen år til vegetasjon er godt etablert.

For å oppnå dette kan forskjellige typer erosjonsnett benyttes. Det er et titalls ulike typer erosjonsnett på markedet som i de senere år er benyttet ved sikringsarbeider, se Figur 3-1- 15

Det beste resultat med erosjonsnett oppnås når nettet kan legges på en jevn, ny anlagt skråningsflate. Har det allerede oppstått overflateskader i en skrånning, forutsettes det at ujevnheter og vannspor repareres så godt som mulig før nettet legges ut.

De fleste nettypene leveres i ruller i bestemte lengder og bredder. Fra en del leverandører følger det med leggeanvisning. Den mest vanlige leggemåten er å rulle nettet ut fra skrånningstopp til -fot og forankre med lekter eller pluggen ved skrånningstoppen og i alle skjøter. I nedre del av skjæringsskrånningen legges fiberduk over nettkanten og bygges over med sprengt stein, 3–4 m opp fra sidegrøften.

Ved bruk av erosjonsnett bør tilsåing skje umiddelbart før eller etter utlegging. De beste resultater er oppnådd ved tilsåing etter at nettet er lagt ut. Det anbefales brukt sprøytevogn som kan gi en jevnt fordelt blanding av grasfrø, gjødsel og cellulose.

Type	Beskrivelse	Anvendelse
Jordarmeringsnett	Polyetylenett som legges flatt og plugges fast. Farge: Svart	- Stabilisere jordmasser - Fremskynde naturlig vekst
Steinsprangnett	Kraftig polyetylenett som legges flatt og plugges fast. Farge: Svart	- I bratte skrånninger med fare for steinsprang
Gabiontuber	Nett formet som tuber. Fylles med stein på stedet. Farge: Svart	- Hindre utgraving i elve-leier eller langs kystlinjer.
Erosjonsnett	Tredimensjonalt nett av polyetylen. Farge: Svart	- Sikring av elvebredder og kystlinjer/innsjøer - Sikring av bratte skrånninger
Gressarmeringsvev	Syntetisk fiber, langsgående UV stabilisert, tverrgående er lett nedbrytbar Farge: Grått. Produseres også i biologisk nedbrytbart materiale	- Hindre utvasking av skråningsmasser - Hindre tetting av dreneringsgrøfter - Raskere vekst ved tilsåing
Erosjonsmatter	Plastnett med halm. m/uten frø Farge: Gråbrun	-Jordstabilisering - Erosjonssikring
Erosjonsnett	Tredimensjonal «nonwoven» polyester. Heksagonale celler som fylles med jord. Farge: Hvit	- Hindre erosjon
	Polyesternet. Farge: Grå	- Hindre erosjon
	Nett av polyester og polyvinylklorid (PVC). Farge: Svart	- Hindre erosjon
	Naturfiber. Biologisk nedbrytbare geotekstiler	- Hindre erosjon
	Stålwire som er boltet til jorda. Farge: Gråsvart	- Hindre erosjon - Hindre overflateglidning og steinsprang - Økt helningsvinkel på skrånninger og elvebredder

Figur 3-1- 15 Ulike typer erosjonsnett.

3.2.3.6 Bark

Bark er benyttet i vegbygging her i landet siden 1963, først og fremst som frostsikring og lett fyllmasse. Men fra det siste tiåret er det også gode erfaringer å vise til når det gjelder bruk av bark som overflatebeskyttelse på skjæringsskrånninger i vanskelige jordmasser.

Bark kan brukes som overflatelag der en har bløte silt og leirmasser, og der skråningsflaten ligger utsatt til for sterk soloppvarming om våren. Det beste resultatet med bark som skråningsbeskyttelse får en der det er mulig å transportere barken opp på skrånings toppen slik at den kan skyves ut og komprimeres med lett doser (LPG) eller annet utstyr med lavt beltetrykk.

Barklaget bør ikke være tykkere enn ca. 10 cm i komprimert tilstand, og det er viktig at barkmassen får god kontakt med underliggende masse i skråningsflaten. Utlegging med kranutstyr krever at barken spres manuelt og trækkes godt mot underliggende masser.

Det er som regel ønskelig at naturlig vegetasjon skal innvandre og overta barkens funksjon over tid. En forutsetning for dette er at barken gjødsles regelmessig.

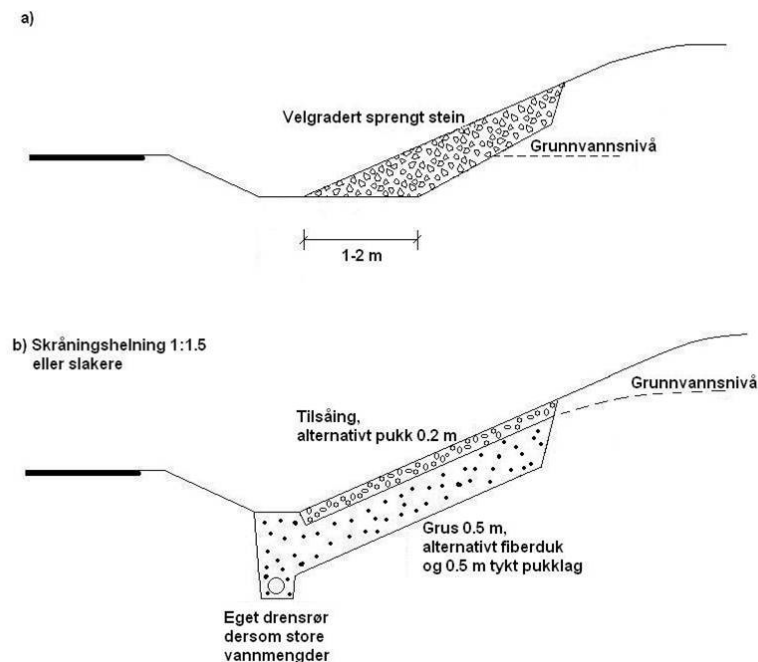
En bør bruke vanlig ubehandlet gran- eller furubark, og barken kan med fordel være forholdsvis fersk og tørr. Den er lettere å arbeide med på bløt grunn enn bark som er noe omdannet.

Erfaringer med bark som overflatebeskyttelse viser at skråningsflaten blir godt sikret mot vannskader. Videre reduserer barken teledannelse om vinteren, og ved tining om våren virker barklaget som en forsinker slik at større vannoverskudd og oppbløting av skråningsmassene unngås. Ved rimelig adgang til bark er metoden kostnadmessig gunstig.

En må være oppmerksom på at skråninger med bark kan føre til forurensing av sigevannet. Bark kan også hindre naturlig vegetasjon i å etablere seg, slik at tiltak kan være nødvendig.

3.2.3.7 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 3-2- 16 a-b.



Figur 3-1- 16 Skråningsbeskyttelse ved masseutskifting.

Utførelsen vist i Figur 3-1- 16 b er også aktuell der klimatiske forhold hindrer at det dannes grasdekke på skråningsflaten.

Å sikre skråningsflaten med et plastringslag av sprengt stein istedenfor pukkk som vist i Figur 3-1- 16 b, kan være aktuelt i særlig bratte og ellers problematiske skråninger. Steinlaget (ca 0,5 m tykt) må alltid legges på grusfilter eller på fiberduk. Fiberduken må ha gode drene-genskaper, slik at det ikke er fare for tetting av duken og slik at det ikke oppstår vanntrykk / poreovertrykk bak duken

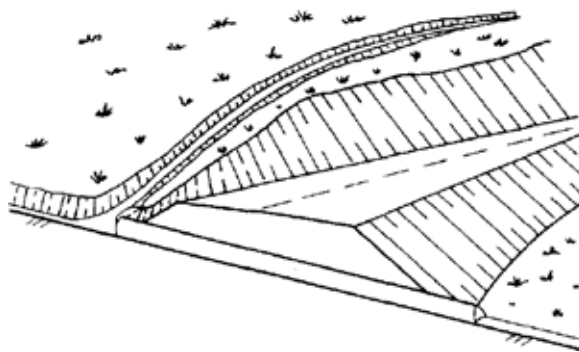
3.2.3.8 Drenering for vegskråninger

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.

a) Overflatedrenering

Vann som kommer fra terrenget utenfor skjæringstoppen kan avskjæres med terrenggrøft som vist på Figur 3-1- 17. I permeable jordarter må disse grøftene ha tett bunn (krybberør / plastfolie / oljegrus).



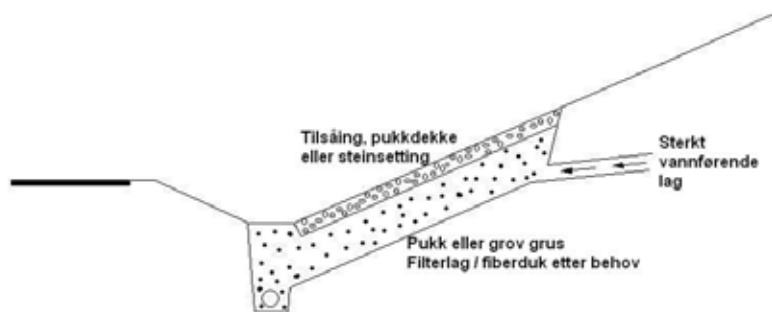
Figur 3-1- 17 Prinsippkisse for terrenggrøft.

På fyllinger der materialet er lett eroderbar silt og finsand må fyllingskråningene erosjons-sikres.

b) Grunnvannsdrenering

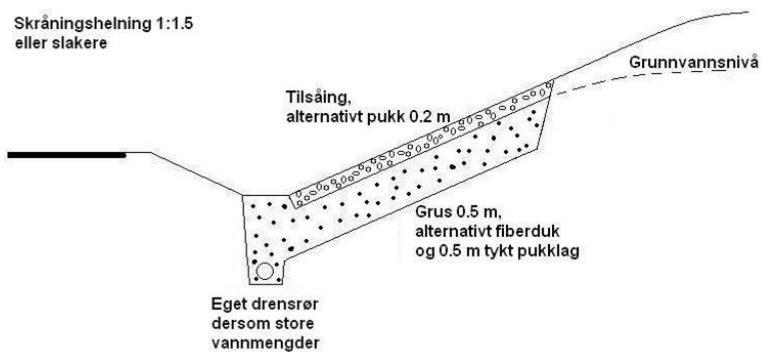
I de fleste tilfeller er den drenerende virkning av drenggrøft ved foten av skråningen tilstrekkelig drenering for sikring av skråning.

Der grunnvannet kommer fram i årer eller i sjikt i skråningen, kan vannet fanges opp som vist på Figur 3-1- 18.



Figur 3-1-18 Drensrøft fra vannførende sjikt med stor vannføring.

Der det er jevnt vannsig i skråningen og fare for overflateglidninger, kan det være nødvendig med skråningsdren vinkelrett på veggrøften, se Figur 3-1-19 og Figur 3-1-20. Den drenerende virkning av skråningsdrenene er da av særlig betydning i tøreløsningsperioden. Avstanden mellom skråningsdren varierer med bl.a. jordarten, 4–6 m. Grøftebredden er ca 0,5 m.



Figur 3-1-19 Skråningsdren vinkelrett på veggrøft.



Figur 3-1-20 Skråningsdren vinkelrett på veggrøft (Rv 120, Nannestad. Foto: Arvid Sagbakken).

3.1.3.9 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 3-1- 21 er det for de enkelte hovedtyper av jordarter foreslått alternative tiltak for midlertidig sikring mot erosjon og overflateglidning.

Sikringstiltak	Jordart				
	Stein grus	Sand - silt		Siltig leire- leirig silt	Leire
		lav grunn- vannstand	høy grunn- vannstand		
Ingen tiltak	Ingen vanligvis	X			X vanligvis
Bortledning av overflate- vanterenggrøft	(X)	X	X	X	
Gjerdnetting for å - redusere vannhast. - holde på massene	(X)	X	X	(X)	
Plastfolie på skrånings- flaten for å - hindre erosjon - holde på fuktighet		X	X	X (bratt skråning)	
Senking av grunn- vannstand ved - grøfting - pumpebrønner (well points)			X	X	
Isolering, f.eks. med bark, vintermatter eller halm for å hindre anrikninger av vann ved frysing		X		X	

Figur 3-1- 21 Tiltak for midlertidig sikring mot erosjon og overflateglidninger.

3.1.4 Spesielle forhold

3.1.4.1 Bakkeplanering

Vegvesenet og kommunale etater stilles ofte overfor spørsmål om samordning av bakkeplaneringstiltak. I mange tilfeller er interessene helt sammenfallende fordi planeringen normalt gir bedre stabilitetsforhold, og fordi avplanerte topplag kan nyttes som fyllmasse.

En skal imidlertid være oppmerksom på at større arbeider med bakkeplanering også kan ha negative virkninger. På erosjonssiden ligger det en fare for at dreneringsforholdene endres radikalt, og store avdekkede områder nær veglinjen medfører en erosjon og transport av jordmaterialer som kan tilstoppe vegens drens-system. Utvaskede masser kan også gi betydelige forurensninger i tilstøtende vassdrag.

Ved bakkeplaneringens avslutning mot eksisterende veger kan det ofte bli etablert for bratte skrånninger, med den følge at materialer raser ut i grøft og vegbane.

Adgang til å foreta bakkeplanering er regulert i Forskrift om begrensnig av forurensning (Forurensningsforskriften, Miljøverndepartementet 2004-06-01). Bestemmelsene har til formål å forebygge, begrense eller stanse forurensning/erosjon fra planeringsfelt. Det er kommunen som fatter vedtak i slike saker og godkjente planeringstiltak skal utføres i samsvar med «Tekniske retningslinjer for anlegg, drift og vedlikehold av planeringsfelt» fra 1989 fastsatt av Landbruksdepartementet og endret ved "Forskrift om endring i forskrift om anlegg, drift og vedlikehold av planeringsfelt" fastsatt av Miljøverndepartementet 2001-03-09.

3.1.5 Eksempler



Figur 3-1- 22 Skråning i siltig morenemasse ved E76 i Morgedal. Partiet er et av de første forsøk med Eronet, utført i 1982. Skråningen har bare hatt helt ubetydelige skader etter sikringen, (Foto: Birger Aase).



Figur 3-1- 23 Legging av barkoverflate på siltskråning ved rv 36 i Telemark sommeren 1984, (Foto: Birger Aase).



Figur 3-1- 24 Iskjøving i jord- og bergskråning, (Foto: Birger Aase).



Figur 3-1- 25 Tilsåing med sprøytevogn direkte på skråningsoverflaten, (Foto: Birger Aase).



Figur 3-1- 26 Masseutskifting i skråningsfot (Gartland i Nord-Trøndelag, Foto: Kjell Eriksen).

3.1.6 Referanser

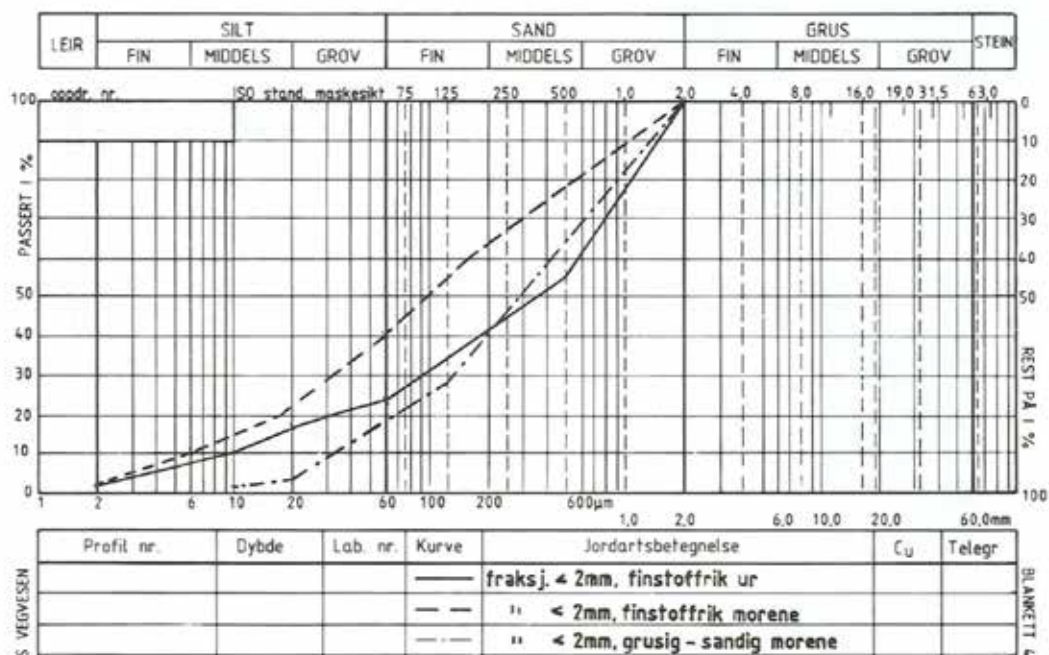
- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2010.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (2) Statens vegvesen Vegdirektoratet Håndbok 017 Veg- og gateutforming. 2008
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (3) Statens vegvesen Vegdirektoratet Håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging, 2010
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (4) Statens vegvesen Vegdirektoratet, Håndbok 025 - Prosesskode 1, 2007
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (5) Statens vegvesen, Vegdirektoratet, Håndbok 169, Vegetasjon ved trafikkarer, 1994
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (6) Statens vegvesen Telemark, Birger Aase
Sikring av vegskrånninger med erosjonsnett og bark. Foredrag 1986.
- (7) Olav Martin Bakheim. Revegetering av skjæringsskrånninger (hovedoppgave) 1977
- (8) Lars Helge Frivold. Trær som stabiliserende element i leirskrånninger.
Med spesiell referanse til Romerike 1991
- (9) Svein O. Grimstad. Etablering av vegetasjon i vegskjæringer. (Notat, institutt for dendrologi og planteskoledrift, NLH) 19??
- (10) Atle Håbjørg. Hageselskapets plenbok 1980
- (11) Lena Svensson. Vagslenten som teknikens biotop 1987

3.2 Skråninger i ur

3.2.1 Generelt

3.2.1.1 Definisjoner

Ur er bratt løsmasseskråning med grove masser, stein og blokk i overflaten. Urmasser er stein/blokkrike løsmasser i litereng, med varierende finstoffinnhold i hulrommene i kornskjellettet. Med finstoffrike hulrom kan urmasser forveksles med morenemateriale, se figur 3-2-1.



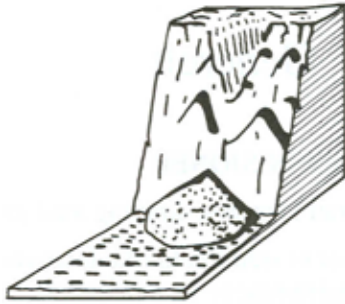
Figur 3-2-1 Kornfordelingsanalyse fra prøve tatt i finmaterialrik ur og morene.

- Urtyper

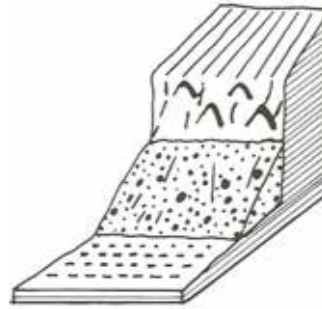
Urer inndeles i tre typer etter dannelsesmåten.

- dannet ved steinsprang / bergskred
- dannet ved snø- / flomskred
- vannets virkning; akkumulasjon, sedimentasjon

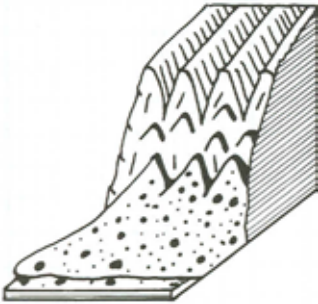
De forskjellige typene har spesielle særtrekk. Se Figur 3-2- 2, Figur 3-2- 3 og Figur 3-2- 4.



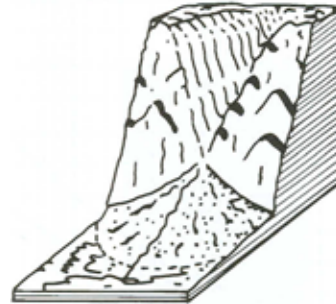
a. Urkjegle



b. Blokkskrånning



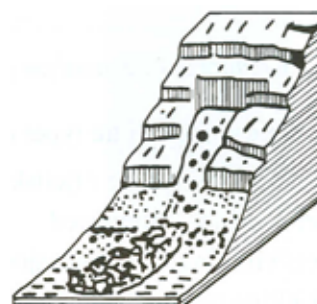
c. Sammenvokste urkjegler



d. Flomskredvifte

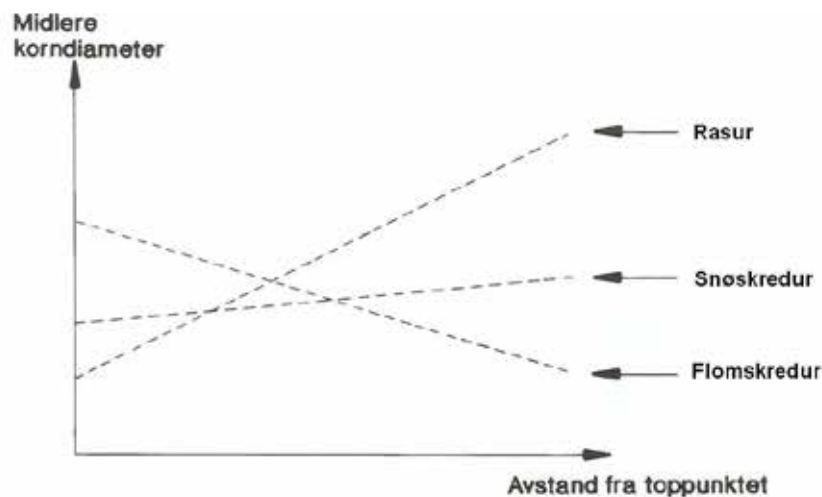


e. Snøskredavsetning



f. Bergskredavsetning

Figur 3-2- 2 Skjematisk framstilling av ulike typer ur.



A: Rasur - dominerende prosess er steinsprang og steinskred (gravitasjonssortering)

B: Ur dannet av snøskred, ur påvirket av snøskred og/eller flom

C: Flomskredvifte (vannavsatt sortering)

Figur 3-2-3 Idealiserte kurver for midlere korndiameter i forhold til avstanden fra toppunktet til ura.

a. Rasur

Urer dannet ved steinsprang/bergskred har grove, skarpkantede løst pakkede stein og blokker i overflaten. Skråningshelningen er jevn, oftest ca. 35°, med avtagende helning ved foten. Steinmassen viser sortering, med økende steinstørrelse nedover mot foten. Typiske former er raskjegle og blokkskrånning. Tykkelse på ur er oftest moderat (< 10 m).

b. Snøskredur

Urer dannet ved snøskred/flomskred inneholder materialer i alle fraksjoner samt vegetasjonsrester. Skråningshelningen avtar mot foten (blokktinge). Størrelse på blokkene i overflaten varierer systematisk langs skråningsprofilen.

c. Flomskredur

Urer dannet ved vannets virkning viser sortering i overflaten med størst steinstørrelse øverst ved rotpunktet. Steinstørrelsen er gjennomgående mindre enn for de to andre typene. Materialet vil være noe rundet. I dybden er materialet normalt finstoffrikt og viser lagdeling. Skråningshelningen avtar nedover ura, med helningsvinkel 35–38° øverst og mindre enn 30° ved foten. Overgangsformer der to eller alle tre dannelsesmåter har vært aktive er ikke uvanlig, særlig ved konsentrert løsmasseakkumulering under skar/søkk i dalsida. (raskjegle / blokktinge / elvevifte).

Omvandling (degradasjon) av ur er karakterisert ved produksjon / opphopning av finstoff ved frost og vannpåvirkning. Dette resulterer i at kornskjellettet er finstoffyllt helt opp

i overflaten eller under et tynt overflatelag av rene stein/blokkmasser. Reduksjon av steinstørrelsen under et toppdekke av grov stein er vanlig.

Aktive urer kjennetegnes ved lys steinfarge, vegetasjonsfrierenner og skader på vegetasjonen.

Vegetasjon gir beskjed om finstoff i urmaterialet helt opp i eller nær overflaten. Vegetasjon stabiliserer overflaten med rotsystem og med vannoppsuging.



Figur 3-2- 4 Sammenvokste urkjegler ved Nordvågen, Honningsvåg hvor vegetasjonen indikerer en del finstoff i overflaten. (Foto: S.H. Frækaland)

3.2.1.2 Massebevegelse i urer

En urskråning er et dynamisk system der stabiliteten bestemmes av en rekke faktorer:

- materialtilførsel ovenfra
- transport nedover skrånningen
- vekktransport av materiale, erosjon ved foten
- omvandling av urmassene

Det skjelles mellom flere typer materialtransport:

a) Steinsprang

Mange urer er dannet ved steinsprang og prosessen er fremdeles aktiv. Steinsprang gir lys stein / lyse partier i ura og skader på vegetasjon.

b) Bergskred

Nedfall fra ovenforliggende bergside kalles bergskred når volumet overstiger 500 m³. Bergskred resulterer i markante skredrenner, store ødeleggelse av vegetasjon og endringer i urprofilen.

c) Skred i urmassene

Dette skjer når stabilitetsforholdene forverres som omtalt ovenfor. Det skjelnes mellom tørrskred i renesteinmasser og blokkstrømmer i finkornholdige masser. Vanntilsetning kan være en utløsende faktor ved tørrskred og har avgjørende betydning ved blokkstrømmer.

d) Sig

Sig beskriver langsom massebevegelse i oppbløtt finkornet urmasse. Sig kan avsløres av krum voksende trær, tensjonssprekker i uroverflaten og terrengform.

e) Overflateerosjon

Overflateerosjon foregår i finstoffrike masser ved oppbløting.

f) Stabilitetsbrudd

Dette kan skje der urmassene dekker over svakere, spesielt leirige masser.

3.2.1.3 Skråningsvinkel

Naturlig rasvinkel (hvilevinkel) i ur ligger mellom 30 og 35°, unntaksvis opp til 38° i øvre del av elvevifter.

Erfaring viser at stabil skråningsvinkel kan være 5–12° brattere enn hvilevinkelen ved løsmassefattige urer og ved finstoffrike urer som ikke utsettes for vannmetning.

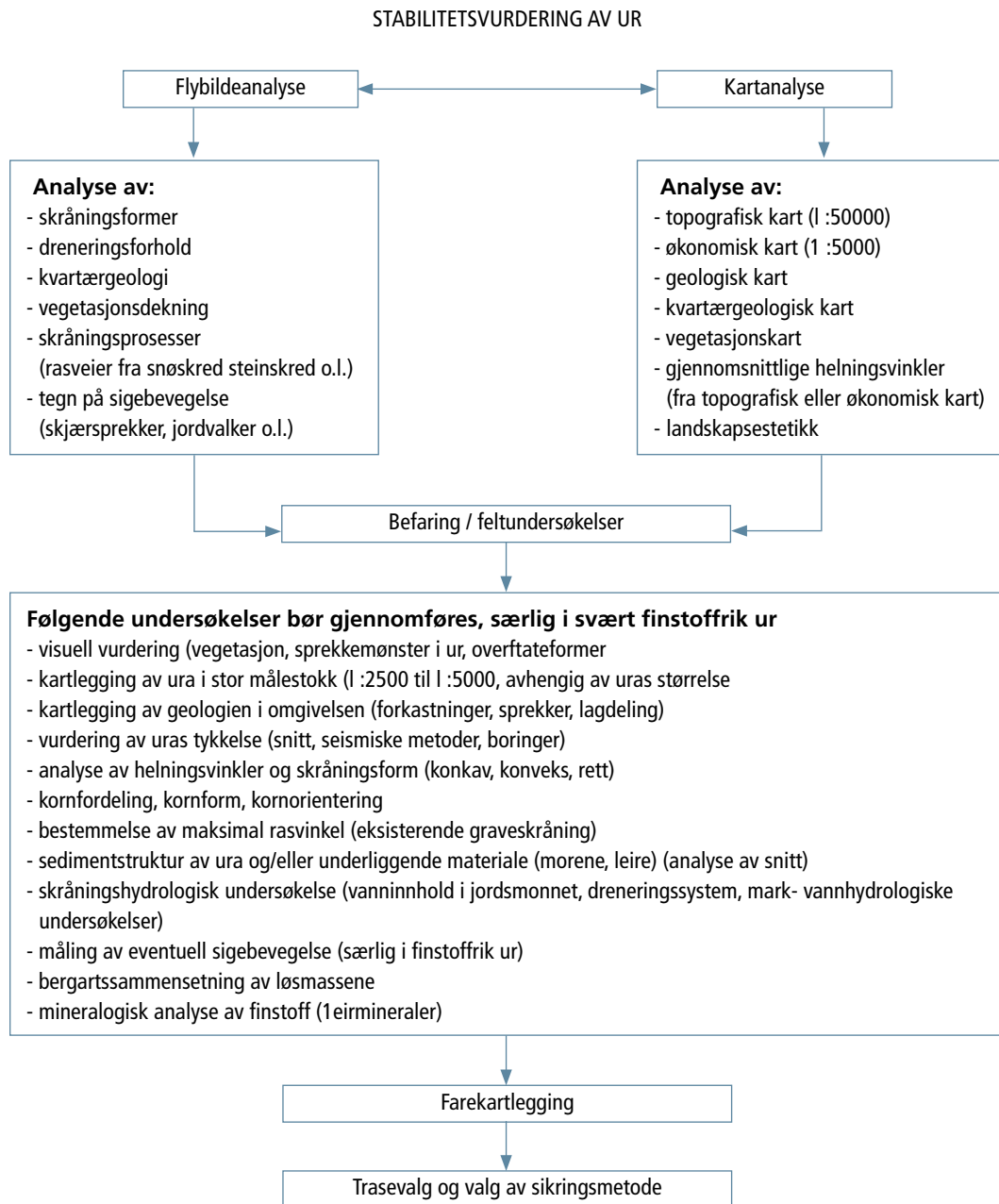
3.2.2 Planlegging og utførelse av sikringstiltak**3.2.2.1 Forundersøkelser**

Urer er dannet av gammel eller ny massetransport i landskapet og kan bety ustabilitet og fare for ny massetransport, ras eller steinsprang i området. Det bør derfor i utgangspunktet unngås å legge en veg gjennom ei ur, dette gjelder spesielt bratte og store urer eller urer som munner ut i vassdrag eller sjø.

Dersom det er vanskelig å unngå ura så bør man

- legge vegen lengst ut i foten av ura og
- legge veien på tosidig fylling gjennom ura

En fullstendig forundersøkelse er vist på Figur 3-2- 5.



Figur 3-2- 5 Prosjektering av vegglegg i ur og andre blokkrike masser i bratte skrånninger.

Analyse av kart i stor målestokk (1:5000) gir informasjon om uras utstrekning, høyde og helningsvinkel samt om terrengforholdene ovenfor ura. Analyse av flyfoto gir informasjon om vegetasjon, skredbaner og ras. Visuell vurdering Figur 3-2- 6.

Observasjon i felt	Observasjonen tyder på				
	Stabil ur	Steinsprang	Steinskred	Jordskred	Sig
Ura er fullstendig dekt av høyere vegetasjon (trær, busker), som ikke er skadet (1)	* #				
Ura er dekt med vegetasjon, men enkelte trær er ødelagte (1,2)		* #			
Vegetasjon mangler, steinene er ikke dekt eller bare stedvis dekt med lav/mose (1,2)		* #	* #		
Ura er helt dekt med mose/lav (1,2)	*				(#)
Ura har vegetasjonsfrie striper i overflaten, stripene er dekt av lavere vegetasjon, vegetasjon i stripene viser en tydelig fargeforskjell (skredbaner, 1,2)		* #	* #		
Trær er bøyd i stammen (forsiktig, kan være forårsaket av snøtrykket) (1,2)					#
Ura har valker (lober) i overflaten (2)					#
Uras overflate viser tydelige tunger og skredkanter (1,2)			*	#	
Uras overflate viser sprekker eller overskyvninger av løsmaterialet parallelt med overflaten (1,2)			(*)	(#)	#
Uras overflate er bølgete (2)				(#)	#
Uras overflate viser tydelige trinn (1,2)				(#)	#
Blokker står med langaksen vertikalt i ura (1,2)					* #
Tykt forvittringslag på blokkene (1,2)	*				

* gjelder bare ur bestående av friksjonsmateriale (grovt), # gjelder bare finstoffrik ur

* # gjelder begge typer, (1) er urer i fjorddaler, (2) er urer i fjelldaler/høyfjellet

Figur 3-2-6 Visuell vurdering av stabilitetsforhold i ur flyfoto, befaring

- Visuell vurdering av snitt/utgraving i ura gir opplysning om dypereliggende masser og om langtidsstabiliteten.
- Seismiske undersøkelser kan gi opplysninger om uras tykkelse (bergbestemmelse), lagdeling (steinhud / forekomst av finkornfylt masse), lømassetype / tetthet av dypereliggende masser.
- Prøveboring. Totalsondering evt. supplert med Odex - prøvetaking gir bergbestemmelse, lagdeling og kornfordeling i urmassene.
- Prøvegraving klarlegger de dypereliggende massene og korttidsstabiliteten ved evt. utgraving i forbindelse med anlegget.
- Påleggssprengning med små ladninger (3–5 kg), kan gi opplysning om kornskjelllettets stabilitet ved innsynkning av uroverflaten etter sprengingen.

På grunnlag av forundersøkelsene kan det utarbeides et risikokart som danner basis for valg av vegtrase og sikringsmetoder.

3.2.2.2 Sikringsmetoder ved veganlegg

Anlegg av veg i urterreng innebærer ofte skjæringsinngrep i urskråningen.

Skjæring medfører generelt en svekkelse av stabiliteten i dypereliggende snitt. Dette er et geoteknisk problem som må løses av fagekspertise.

I urterreng kan skjæringssskråning oftest gjøres noe brattere enn naturlig terreng (5–12°) uten fare for skråningsens stabilitet. Et anleggsmessig inngrep forstyrrer imidlertid en etablert balanse og betinger en vurdering av eventuelt behov for sikringstiltak.

Utførelsen av skjæring i ur kan inndeles i følgende grupper:

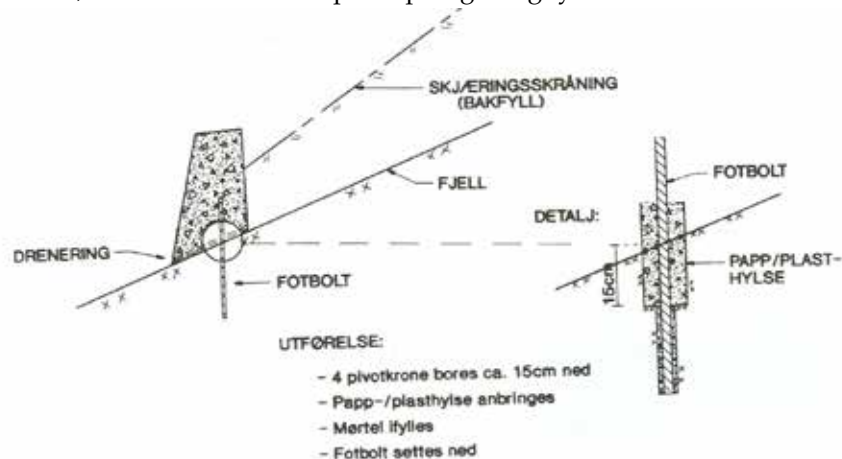
- Urmassene fjernes
- Skråningshelningen økes
- Urprofilen beholdes intakt med forstøtningstiltak

- Urmassene fjernes

Ved urer av begrenset størrelse (høyde) som ligger med liten tykkelse over glatt skråfjell kan hel utgravning av urmassene være aktuelt. Alternativet er en forstøtningsmur med gjenopprettelse av tidligere skrånning bak muren.

Betongmurer settes med fotbolter på utsprengt berghyll, eventuelt på naturlig bergoverflate med korrosjonssikrede fotbolter (se Figur 3-2-7). Det er viktig at det anordnes tilstrekkelig drenering gjennom muren ved bergoverflaten.

Natursteinsmur, steinkister o.l. settes på utsprengt berghyll.



Figur 3-2-7 Lav betongmur fundamentert direkte på avdekket skrå overflate.

- Skråningshelningen økes

I urmasser av kantet friksjonsmateriale og i urmasser med finstoffinnhold som ikke utsettes for vannmetning, antas at en skråningshelning på 1:1,25 er stabil. Denne bratte skråningen kan imidlertid få erosjonsproblemer, og lokale stabilitetsproblemer ved reir av småfallen stein og ved overgang steinhud/underliggende masse.

Erosjonssikring av skråningen kan utføres med plastring, dekking med bark/slam eller tilsåing/beplanting. Som plastringmateriale benyttes oftest sams småfallen sprengstein.

Lokale stabilitetsproblemer kan løses ved å legge på (sikrings)nett. Sikring har også vært utført med godt resultat med sprøytebetong. Det må da legges vekt på dreismulighet. Påleggssprengning og oppsplitting av store blokker som ligger utsatt til i eller på toppen av skråningen kan være en aktuell utførelse. Slike tiltak må vurderes nøye mot faren for å utløse større ras.

- Drenering

Det må foretas sikring av nedløp / omlegging av løp (frostsikring).

- Urprofilet beholdes intakt med forstøtningstiltak

I urer der forholdene umuliggjør skjæring, eller der prosjektert skjæring blir for omfattende, kan det være aktuelt å sette opp forstøtningsmur av betong, eller tørrsteinsmur med steinkister eller som armert jord konstruksjon. Støttemur må i tilfelle utføres i korte seksjoner med raskest mulig tilbakefylling. Graveskråningen må vurderes sikret, f.eks. med nett eller andre tiltak (sprøytebetong). I ekstreme tilfeller og der skredfare foreligger, kan det være aktuelt å bygge overbygg/rørtunnel.

Valg av tiltak/utførelse har foruten et teknisk / økonomisk aspekt også store miljømessige konsekvenser.

Vedrørende fangvoller for sikring mot steinsprang, henvises til kapittel 3.1.

3.2.3 Utførelse og kontroll

3.2.3.1 Kvalitetssikring

- Sikkerhet i anleggsperioden

Nedgraving av skjæring skal starte ovenfra, og massene tas ut ved suksessiv nedgraving.

Et kritisk område under arbeidsutførelsen er overgangen skjæringstopp/terreng med stor stein eller blokker i usikker posisjon. Slike bør tas ned eller sprettes samtidig med utgravingen.

Komprimering av urmassene og derved økning av den indre stabiliteten i ura ovenfor skjæringstopp kan oppnås ved påleggssprengning med små ladninger (3–5 kg) dynamitt. Sprengingen utføres etter hvert som skjæringstoppen graves. Faren for å utløse større ras må vurderes.

Oppsetting av støttemur utføres i korte seksjoner med raskest mulig tilbakefylling. Grave-skråningen må vurderes sikret, f.eks. ned nett eller andre tiltak (sprøytebetong).

- Kvalitetssikring av konstruksjon

For å hindre deformasjoner i terrenget ovenfor skal bakfyllmassene være stabilt friksjonsmateriale av godkjent kvalitet, forskriftsmessig utlagt og komprimert.

Støttemurer og geokonstruksjoner skal dimensjoneres etter håndbok 016 «Geoteknikk i vegbygging», håndbok 275 Støttemurer og håndbok 215 «Fjellbolter». Se også Internrapport nr. 2374 fra Teknologivdelingen, Vegdirektoratet (Ref. 10).

Murer på berg fundamenteres på utsprengt berghylle. Fotbolter prosjekteres og utføres som angitt i håndbok 215 - «Fjellbolting». Lave betongmurer kan fundamenteres direkte på avdekket skråfjell forutsatt korrosjonssikker utførelse av fotbolter og tilstrekkelig drenering.

Betongmurer må bygges med tilstrekkelig drenering gjennom muren.

3.2.3.2 Utførelse

Kontrollen i forbindelse med utførelsen skal organiseres slik at målene i kvalitetsplanen for anlegget kan oppfylles. Det skal bl.a. kontrolleres og dokumenteres at krav til geometri, materialer og teknisk utførelse er oppfylt. Avviksbehandling / oppretting foretas etter retningslinjer gitt i vegnormalene, håndbok 018 Vegbygging.

3.2.3.3 Oppfølging

Langtidssikkerheten følges opp med periodisk systematisk ettersyn av terreng, skrånninger og konstruksjoner.

3.2.4 Eksempler



Figur 3-2- 8 Tinnssjøvegen, Telemark. Erosjonssikring av skjæring i ur med fiberduk før permanent sikring med tørrmur. (Foto: Emil Gyøry, Telemark).



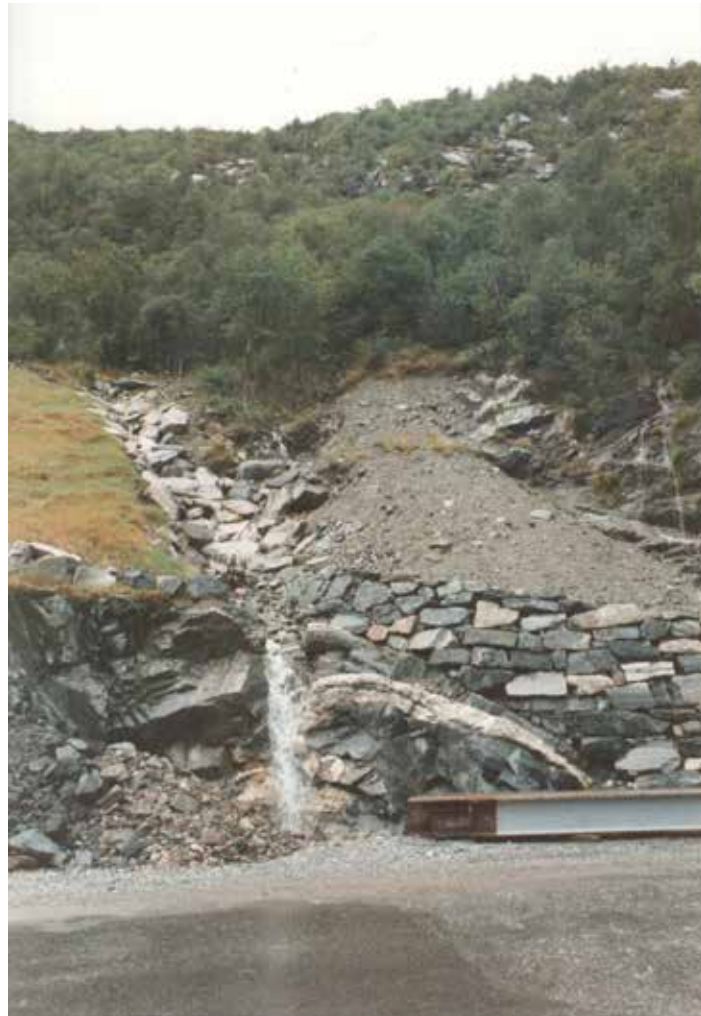
Figur 3-2- 9 Plasstøpt betongmur på fjellfot som sikring på Rv. 53 Naddvik – Fornes, Sogn og Fjordane. Stabilisering av ura på oversiden av mur med ordnet steinfylling (Foto: E. Husabø).



Figur 3-2- 10 Sikring av rasskråning i ur med gabioner og ubåtnett på Rv 715 ved Løften. Fanggjerde på topp av gabionmur for å sikre mot steinsprang (Foto: O.P.Wangen).

Figur 3-2- 10 viser sikring av Rv. 715 ved Løften v.h.a. gabioner og steinsprangnett (ubåt-nett), samt erosjonssikring (bl.a. mot nedbør) med fiberduk festet under stein-sprangnettet. Nettet er festet med galvaniserte armeringsjern (Ø 20 mm) i 3x3 m rutemønster. Boltene er enten festet i berg eller de er slått 3 m ned i løsmassene.

På toppen av gabionmuren er montert steinsprangnett festet til stolper. Det skal fange opp stein / blokk som ellers ville ha kommet ut på vegen. Stolpene er festet til betongfundamenter. For å oppnå ekstra sikkerhet mot glidning er det festet en wire fra toppen av hver stolpe og bakover til berg. Sikringsoppdraget er beskrevet i rapport UD 429B/08.06.1988 fra laboratoriet i Sør-Trøndelag.



Figur 3-2- 11 Høyanger Sogn og Fjordane. Erosjonssikring av vannsig i ur med steinsetting. (Foto: O. P. Wangen).

3.2.5 Referanser

- (1) S. Amar
Überwachung und kontrolle von Bauwerken aus bewehrter Erde. In:
Sonderbauwerke aus Loekergesteinen II: Elementstüitzwände und Geotestilien.
Mitteilungen der Schweiz. Gesell. f. Boden- und Felsmeehanik 108, Ziirieh. s. 105-11 O,
1981.
- (2) H. Brandl
Raumgitterkonstruktionen - Tragverhalten und Dimensionierung. In:
Sonderbauwerke aus Loekergesteinen II: Elementstüitzwände und Geotestilien.
Mitteilungen der Schweiz. Gesell. f. Boden- und Felsmeehanik 108, Ziirieh. s. 9-20, 1981.
- (3) M. Branzanti & R. Agostini
Gabionbauten. In: Sonderbauwerke aus Loekergesteinen I: Bewehrte Erde und Gabions.
Mitteilungen der Schweiz. Gesell. f. Boden- und Felsmeehanik 103. Ziirich. s. 85-90. 1981.
- (4) R. J. Chandler
The applieation of soil meehanics methods to the study of slopes. In:
Hails, J. R: (editor): Applied Geomorphology. Elsevier Sei. Publ. Comp. Amsterdam, s.
157-182, 1977.
- (5) L. H. Blikra, P. A. Hole & N. Rye
Hurtige massebevegelser og avsetningstyper i alpine områder, indre Nordfjord. Norges
Geologiske Undersøkelse, skrifter 92, 17 sider, 1989.
- (6) P.G.Fookes, M.Sweeny, C.N.D.Manby & R.P.Martin Geological and geo teehnieal
engineering aspeets of low-eost roads in mountain terrain. Engineering Geology 21, s.
1-152,1985.
- (7) E. Grimstad
Rasfarlig ur ved Otreneset, rv. 60 l Fretheim-Aurland. Veglaboratoriet, Intern rapport
930, C. Oslo, 25 s, 1980.
- (8) P. Sehuler & E. K. Fiissinger
Beton-Elemente flir Raumgitterkonstruktionen - Projektierung und Ausfuhrung.
Mitteilungen der Schweiz. Gesaell. f. Boden- und Fels meehanik 108, Ziirieh, s.
31-46,1983.
- (9) Veglaboratoriet
Litteraturliste med 150 titler fra hele verden om uravsetninger: Dannelse, oppbygging,
stabilitet, anleggsdrift, sikringsmetoder, osv. Upublisert, kan fåes ved henvendelse til
Veglaboratoriet vi forsker O. P. Wangen, 1989.
- (10) Pedersen, K. B., Knutson, Å., Forankring med bergbolter ved fundamentering av støtte-
murer og landkar, Internrapport nr. 2374, Teknologivdelingen, Vegdirektoratet, 2004.
- (11) Statens vegvesen Vegdirektoratet Håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging, 2006
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (12) Statens vegvesen Vegdirektoratet Håndbok 275, Støttemurer, 2008
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>

3.3 Sikring av skrånninger mot vann

3.3.1 Generelt

Vegbygging som medfører inngrep i strandsoner og langs elver og bekker vil stå overfor en tosidig problemstilling. Vi må ivareta hensynet til miljøet (tilgjengelighet, landskapstilpassning / estetikk, forurensning m.m.) sammen med rent tekniske hensyn (stabilitet, sikring mot erosjon og utvasking m.m.). Tradisjonelt har det vært lagt mye vekt på den tekniske siden, men behovet for å fokusere på de miljømessige sidene kommer stadig sterkere fram.

Det bør i størst mulig grad legges vekt på å bevare strandsonene. Justeringer av veglinjen for å oppnå dette kan best gjøres i tidlige planfaser. Terrenginngrepene bør begrenses slik at vegen utgjør en smalest mulig korridor.

Ved å sette igjen en uberørt kantsone langs vassdraget eller prosjektere utfyllinger / omlegging med en tilsvarende vegetasjonssone kan en bedre bevare inntrykket av naturlig vassdrag og dette vil også gi rom for å opprettholde naturlige vandingsveger for dyr. Om vegetasjonen skyldes planting eller er kommet på naturlig måte er av underordnet betydning. Det viktige i denne sammenheng er å kjenne virkningene av ulike vegetasjonsformer og bestemme eller forutsi omfanget av vegetasjon, og ta hensyn til den i prosjekteringen.

Juridisk er inngrep i vassdrag regulert i følgende lover:

- Plan- og bygningsloven av 14. juni 1985
- Lov av 24. nov. 2000 om vassdrag og grunnvann
- Lov av 28. juni 1957 om friluftslivet
- Lov av 15. mai 1992 om laksefisk og innlandsfisk
- Lov av 19. juni 1970 om naturvern
- Forurensningsloven av 13. mars 1981
- Forskrift om rammer for vannforvaltning av 15. Desember 2006

Terskelen for krav om konsesjon i henhold til nevnte bestemmelser er ofte lav i forbindelse med tiltak. De viktigste bestemmelsene som berører anleggsvirksomhet i strandområder finnes i følgende lover:

- Plan- og bygningsloven av 14. juni 1985
- Lov av 8. juni 1984 om havner og farvann
- Lov av 3. juni 1983 om saltvannsfiske mv.
- Lov av 28. juni 1957 om friluftslivet
- Lov av 15. mai 1992 om laksefisk og innlandsfisk
- Lov av 19. juni 1970 om naturvern

3.3.2 Dimensjoneringsgrunnlag

3.3.2.1 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: Bunnprofil, skråningshelning, elveløpets geometri (rettlinjet/innerkurve/ytterkurve), løsmassenes korngradering, elveskråningens stabilitet. Erosjonsaktivitet: Elveløpets erosjonsstabilitet, lokalisering og omfang av erosjon.

For bølgeerosjon: Bunntopografi, vindforhold landskapstopografi (strøklengde). Vindstatistikk kan skaffes fra Meteorologisk institutt, lokale flyplasser eller meteorologiske stasjoner.

I de fleste tilfeller vil opplysninger fra lokalbefolkningen, sammen med enkle observasjoner og målinger, gi et rimelig vurderingsgrunnlag. Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) har måledata og erfaringsgrunnlag fra en rekke vassdrag. Om nødvendig bør målinger utføres, evt. med bistand fra sakkyndige. Det vises ellers til Vassdrags håndboka utgitt av NVE i ny versjon i 2010 (ref. 4) og til Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein utgitt i 2009 (ref. 5). For sikring av utfylling i sjø vises det til håndbok om moloer utgitt av Kystverket i 2000 (ref. 6).

I visse tilfeller vil det være behov for spesielle tiltak for å sikre skråningens stabilitet. Arten og omfanget av disse tiltak må vurderes på bakgrunn av de konsekvenser eventuelle skader kan få for trafikken (regularitet), vegen, tilstøtende eiendommer, friluftsinnteresser og miljøetellers.

Modellforsøk kan i enkelte tilfeller være aktuelle i forbindelse med vurdering av strømnings- eller bølgeerosjon ved f.eks. kompliserte geometriske / topografiske forhold.

Så langt det er råd, bør omfanget av sikringsarbeidet fastlegges på forhånd. Det er i mange tilfelle helt nødvendig å beskytte skråninger mot skader umiddelbart etter at de er bygget for å unngå etterarbeider av større omfang.

3.3.2.2 Skadetyper

Skader på skrån timer mot vann kan vanligvis ha en eller flere av følgende årsaker:

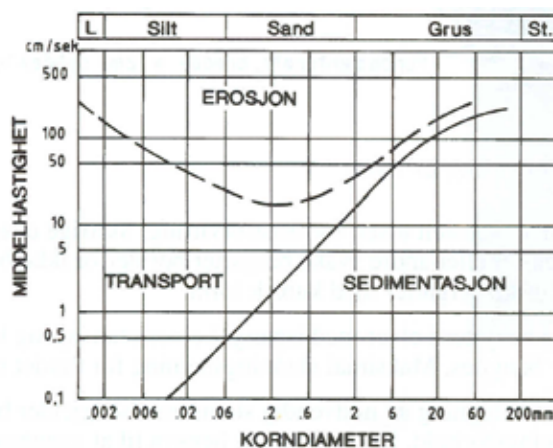
- Strømerosjon
- Bølgeerosjon
- Isgang

Skaden består gjerne i at is, strømmende vann eller bølger graver ut og transporterer vekk materiale slik at det oppstår sår i skrån timer. Er et sår først oppstått, kan dette lett føre til omfattende erosjon.

Ved inngrep eller utfylling i strandsoner vil bølgeerosjon kunne gi opphav til utrasninger. Etablering av erosjonshud er svært viktig, og det bør legges vekt på lokale erfaringer mht. nødvendige tiltak.

Ved ethvert inngrep i et elveprofil, f.eks. ved utfylling, graving, bygging av brupilarer etc., vil det oppstå endringer av strømmingstilstanden som ofte kan forårsake endret erosjonsaktivitet i elveskrån timer. Innsnevring, omlegging eller utvidelse av profilet vil normalt ha virkning på strømforholdene, både oppstrøms og nedstrøms. I mange elveløp foregår også en naturlig erosjon som kan få betydning selv for konstruksjoner som ikke er i direkte berøring med vannet. For erosjonssikring av vassdrag se også NVE veileder 4-2009 og Vassdragshåndboka.

Norges vassdrags- og energidirektorat kontaktes i forbindelse med inngrep som antas å få virkning for elveløp. I forbindelse med havne- og farvannsrelaterte tiltak slik som fergeleier eller vegfyllinger over sund er det enten kommunens planetat eller Kystverket som er prosessstyrende og godkjennende ansvarlig myndighet avhengig av tiltakets omfang.



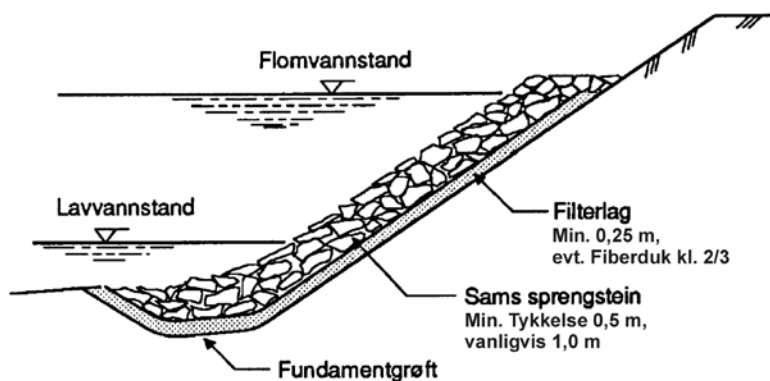
Figur 3-3-1 Forholdet mellom erosjon, transport og sedimentasjon som funksjon av hastighet og kornstørrelse (ref. 4). Gjelder ensgradert materiale.

3.3.2.3 Sikringsmetoder

- Sikring mot rennende vann

Elveforbygning med dekningslag av stein er den vanligste sikringsmetode. Alternative utførelser kan være bruk av gradert filter eller steinkurver/steinmadrasser. Ved bruk av fiberduk som filtermateriale må fiberduken ha gode dresegenskaper slik at det ikke er fare for tetting av duken og slik at det ikke oppstår vanntrykk/poreovertrykk bak duken.

I skråninger hvor det er fare for utvasking ved flom kan vegetasjonsetablering benyttes som sikringsmetode. I slike tilfeller bør en velge vegetasjon som finnes i naturlige elveskråninger i området. Utforming og valg av vegetasjon bør også vurderes av fagkyndige, særlig i tettbygde områder.



Figur 3-3- 2 Elveforbygning av stein

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 noe overdimensjonerte steinstørrelser. Tykkelse av steinlag bør være minst $2 \times d_{60}$ og ikke være mindre enn 0,5 m.

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.

For beregning av nødvendig steinstørrelse for erosjonssikring av elvebunn og sideskråninger anbefaler NVE Veilederen 4-2009 (Ref. 5) å benytte Maynords formel som angir størrelse D_{30} på stein som vil være stabil for aktuell vannstrømningshastighet.

$$D_{30} = S_f \cdot C_s \cdot C_v \cdot C_t \cdot y_0 \cdot \left[\left(\frac{1}{s-1} \right)^{0,5} \cdot \frac{U}{\sqrt{K_1 \cdot g \cdot y_0}} \right]^{2,5}$$

Her er:

D_{30} = stabil steinstørrelse (m)

S_f = partialfaktor for sikkerhet

C_s = stabilitetskoeffisient

C_v = koeffisient for vertikal hastighetsfordeling

C_t = koeffisient for sikringstykkelse

y_0 = vanndybde samme sted som U (m)

s = steinens spesifikke densitet

U = lokal vannhastighet midlet over dybden (m/s)

K_1 = koeffisient for skråningshelning

g = tyngdens akselerasjon (m/s²)

I formelen benyttes D_{30} som karakteristisk steinstørrelse istedenfor D_{50} . Forholdet mellom D_{30} og D_{50} avhenger av steinmaterialets gradering og bør måles. For overslag kan det antas at $1,2 \cdot D_{30} < D_{50} < 1,4 \cdot D_{30}$.

En partialfaktor for sikkerhet på $S_f = 1$ vil kunne gi begynnende skade. Maynord anbefaler derfor at en partialfaktor på minst $S_f = 1,1$ skal benyttes.

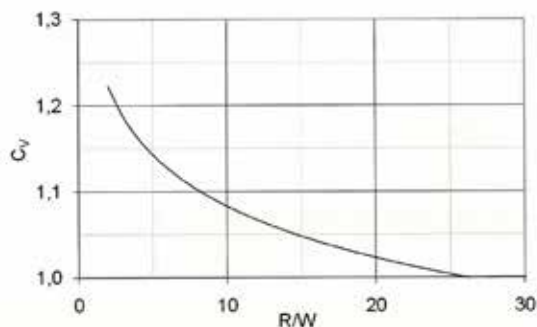
Stabilitetskoeffisienten C_s angis som $C_s = 0,3$ for kantet (sprengt) stein og $C_s = 0,375$ for rundet stein, og gjelder for $1,7 \leq \frac{D_{85}}{D_{15}} \leq 5,2$.

Anbefalte verdier for C_v koeffisient for vertikal hastighetsfordeling er angitt i tabell Figur 3-3-3. For definisjon av R og W se Figur 3-3-7.

Forhold i elv	C_v
Rett elv og innerkurve	1,0
For ytterkurve for $\frac{R}{W} \leq 26$	$1,283 - 0,2 \cdot \log\left(\frac{R}{W}\right)$
for $\frac{R}{W} \leq 26$	1,0
Nedstrøms betongkanal	1,25
Ved utstikkende voller o.l. (buner)	1,25

Figur 3-3-3 Verdier for koeffisient C_v for vertikal hastighetsfordeling (ref. 5).

Verdier for C_V kan også tas ut fra diagram i Figur 3-3- 4.



Figur 3-3- 4 Koeffisient C_V for vertikal hastighetsfordeling (ref. 5).

Generelle krav til tykkelsen t av erosjonssikringslaget er at $t_{\min} \geq 300 \text{ mm}$ eller $t_{\min} \geq D_{\text{maks}}$ eller $t_{\min} \geq 1,5 \cdot D_{50}$. Korngraderingen bør også være slik at $1,5 \leq \frac{D_{85}}{D_{15}} \leq 7$

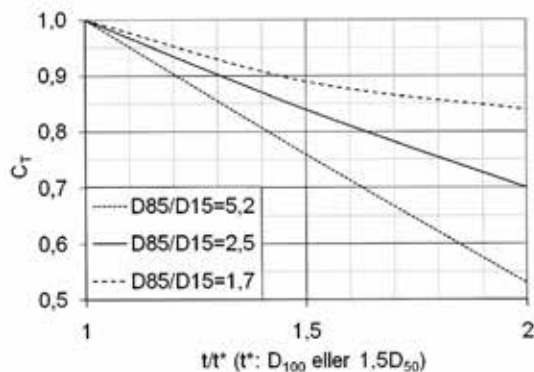
Koeffisienten for sikringstykkelse C_t settes lik $C_t = 1,0$ hvis sikringstykkelsen er lik den største av D_{maks} eller $1,5 \cdot D_{50}$. Hvis sikringen er tykkere kan steinstørrelsen reduseres. C_t kan da hentes fra Figur 3-3- 5.

Det er ellers vanlig å anta at steinens tyngdetetthet er $\rho = 2600 \text{ kg} / \text{m}^3$ slik at $s = 2,6$ men dette bør måles i hvert enkelt tilfelle.

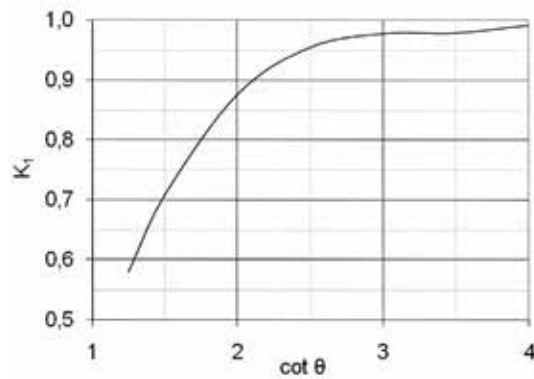
Koeffisienten for skråningshelning K_1 kan beregnes fra uttrykket nedenfor eller hentes fra Figur 3-3- 6.

$$K_1 = -0,672 + 1,492 \cdot \cot \theta - 0,449 \cdot \cot^2 \theta + 0,045 \cdot \cot^3 \theta$$

Hvor vinkelen θ er elveskråningens helning i forhold til horisontalen (grader). Med sideskråning 1:n blir $\cot \theta = 2$ for $n = 2$ (og $\tan \theta = 1/2$).



Figur 3-3- 5 Koeffisient C_t for sikringstykkelse (ref. 5).

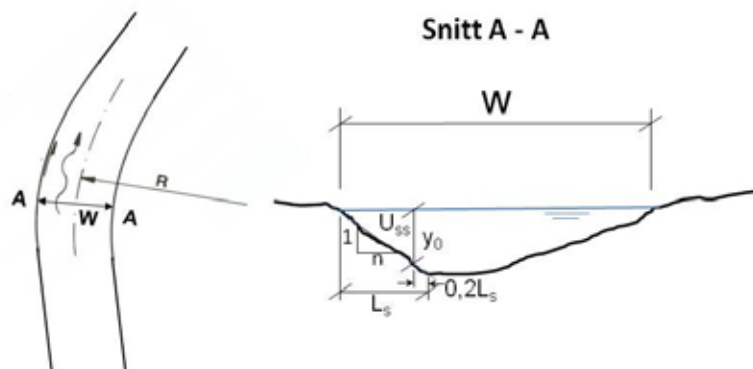


Figur 3-3-6 Koeffisient K_r for skråningshelning (ref, 5).

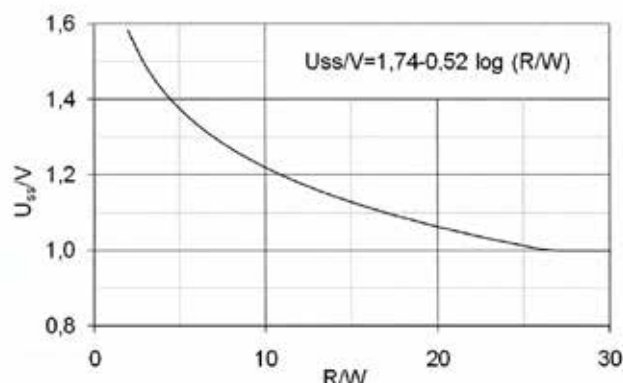
For beregning av sikring av sideskråning benyttes dybdemiddelhastigheten U_{ss} i et punkt som ligger 20% opp i skråningen fra elvebunnen, se Figur 3-3-7. I formelen for beregning av D_{30} settes $U = U_{ss}$.

Sammenhengen mellom vannets gjennomsnittshastighet i elva V ($V = Q/A$ hvor Q = vannføring i m^3/s og A = strømningsareal i m^2) og U_{ss} avhenger av elvas kurvatur og bestemmes ut fra Figur 3-3-8 hvor R er kurvens radius, W er bredden av elva. V , R og W beregnes for strømming i elvas hovedløp.

For rette strekninger settes $U_{ss} = V$. Forholdet U_{ss} / V bør ikke settes mindre enn $U_{ss} / V = 1$ heller ikke for innerkurver.



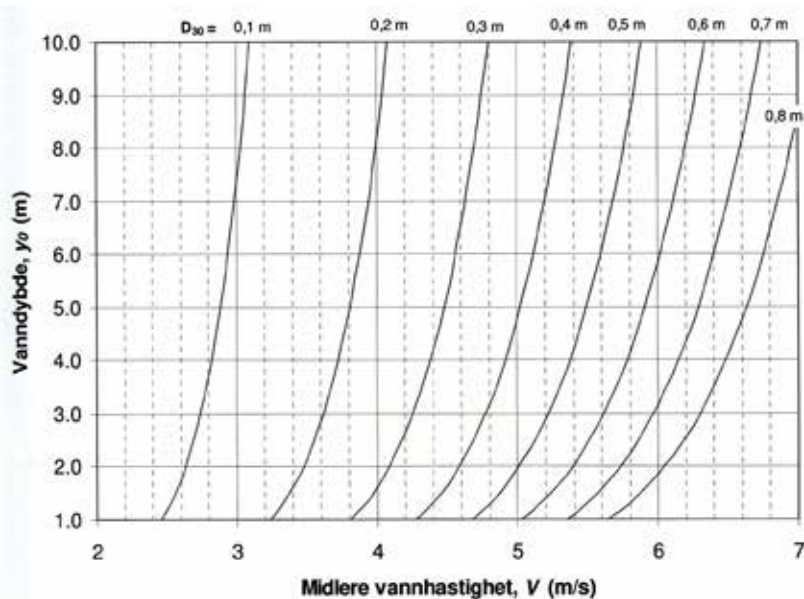
Figur 3-3-7 Skisse for definisjon av parametrene U_{ss} , L_s , W og R .



Figur 3-3-8 Forholdet U_{ss}/V som funksjon av R/W (ref. 5).

Dybdemiddelhastigheten U vil variere over elvas bredde, men er vanligvis størst der det er dypest. I en ren kanal blir forholdet U/V sjelden mer enn 1,15 til 1,25. For dimensjonering av bunnsikring settes $U = 1,25 \cdot V$ hvis det ikke gjøres nøyere vurderinger. I kurver benyttes samme hastighetsom for sidesikring, dvs. $U = U_{ss}$, men ikke mindre enn foren rett strekning.

Ulike forhold kan føre til at hastigheten blir ekstra høy, for eks. ved innsnevring, utstikere, odder, skjær, masse fra sideelver som lagres i hovedelva, grusører, konstruksjoner i vassdraget, opphoping av is eller drivgods. Det er ikke alltid den største flommen som gir størst hastighet og dermed størst belastning på sikringen. Oppstuvning etter flom kan drukne stryk og gi lavere hastighet enn ved mindre vannføring. Ved beregning av dimensjonerende vannhastighet bør derfor fremtidig utvikling i elva og mulige flomsenarier vurderes.



Figur 3-3-9 D_{30} som funksjon av hastighet V og dybde y_0 for gitte forutsetninger (se ovenfor, ref. 5)

Maynords formel kan løses enkelt med kalkulator eller regneark, men med forutsetninger gitt i nedenstående avsnitt kan verdier for D_{30} tas ut av Figur 3-3- 9. Sikring av rett elvestrekning med elveskråning slakere enn 1:4 med sprengt stein og tyngdetetthet $\rho_s \geq 2600$ kg/m³, minstetykkelse $t > 1,5 \cdot D_{50}$ og $t > D_{maks}$ samt at elvas fall er mindre enn 2 % (1:50) og partsialfaktoren for sikkerhet $S_t = 1,1$.

Hvis sideskråningene er brattere enn 1:4 eller hvis sikringen ligger i ytterkurve må D_{30} hentet fra Figur 3-3- 9 korrigeres på følgende måte.

$$D_{30} = C_\theta \cdot C_{R/W} \cdot D_{30\text{-figur}}$$

Her er :

$C_{R/W}$ = korreksjonsfaktor for hastighetsøkning i kurve, se Figur 3-3- 10

C_θ = korreksjonsfaktor for sideskråning brattere enn 1:4, se Figur 3-3- 11

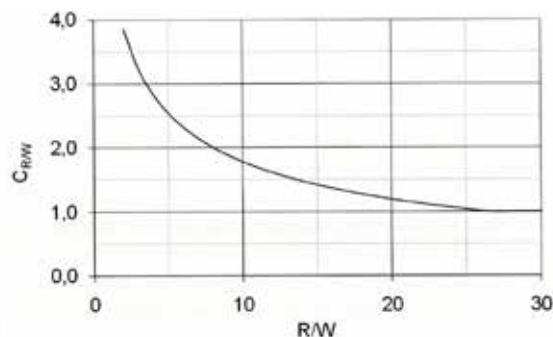
$D_{30\text{-kurve}}$ = D_{30} bestemt fra Figur 3-3- 9

For beregning av sidesikring benyttes gjennomsnittshastigheten $V = Q/A$. Hastighetsøkningen langs ytterkurven ivaretas av $C_{R/W}$ som kan hentes fra Figur 3-3- 10. For innerkurve settes $C_{R/W} = 1,0$

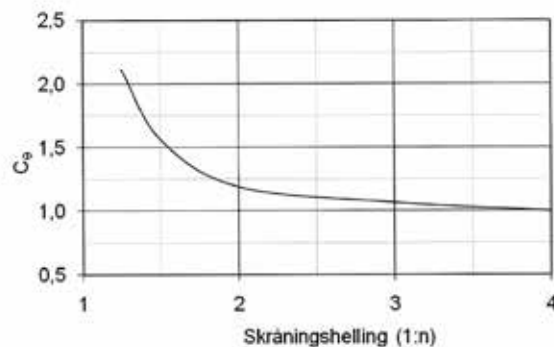
På rette strekninger er vannhastigheten midt i elva større enn ved breddene. For bunnsikring bør derfor vannhastigheten settes til $1,25 \cdot V$ ved bruk av Figur 3-3- 9.

For bunnsikring i kurve kan V anvendes på å finne D_{30} fra Figur 3-3- 9 og deretter korrigeres med $C_{R/W}$. Steinen bør ikke være mindre enn for bunnsikring på rettstrekning.

For sidesikring regnes y_0 til foten av skråningen, og for bunnsikring er det dybden over sikringen som anvendes (største dyp).



Figur 3-3- 10 Korreksjonsfaktor $C_{R/W}$ (ref. 5)



Figur 3-3-11 Korreksjonsfaktor C_0 (ref. 5)

Sikringen utstrekning avhenger av forholdene på stedet og må vurderes i hvert enkelt tilfelle. Generelt bør sikringen føres godt forbi det erosjonsutsatte området og avsluttes der belastningen er liten. Sikringen kan med fordel avsluttes mot ikke eroderbare områder, for eks. berg i dagen eller områder som er skjermet mot strømmen.

Befaring er viktig for å bestemme hvilke områder som må sikres. På rette strekninger og oppstrøms for kurver, gir eksisterende skader en god indikasjon på hvilke strekninger som må sikres. Sikringen bør føres minst bredden av hovedløpet oppstrøms og nedstrøms et skadet område. For kurver bør sikringen føres minst lik bredden av hovedløpet oppstrøms og 1,5 ganger bredden av hovedløpet nedstrøms.

For mer detaljert beskrivelse og hensyn til utvasking og behov for filter vises det til NVE Veilder 4-2009 (Ref. 5).

- Erosjonssikring rundt brufundamenter

For beregning av stabilsteinstørrelse rundt brupilarer anbefales følgende formel (Lagasse 2007)

$$D_{50} = K_f \cdot \frac{0,692 \cdot V_{\text{lokal}}^2}{2 \cdot g \cdot (s - 1)}$$

Her er:

D_{50} = stabil steinstørrelse (m)

K_f = formfaktor

s = steinens spesifikke vekt

g = tyngdens akselerasjon

V_{lokal} = vannhastighet rett oppstrøms brupilaren

Verdier for formfaktoren K_f kan tas fra tabell Figur 3-3-12.

Form på brupilar	Formfaktor K_f
Rund eller spiss nese	2,3
Butt nese	2,9

Figur 3-3- 12 Formfaktor K_f for brupilar

Vannhastigheten rett oppstrøms for brupilaren er dimensjonerende. Den kan anslås ved å multiplisere gjennomsnittshastigheten i hovedløpet V med en korreksjonsfaktor K_v , dvs. $V_{\text{lokal}} = K_v \cdot V$. Hastighetskoeffisienten K_v er forholdet mellom lokal hastighet rett oppstrøms brupilaren og gjennomsnittshastigheten i hovedløpet, og avhenger av hvor pilaren er plassert. Anbefalte verdier for K_v kan tas fra tabell Figur 3-3- 13.

Brupilarens plassering	Korreksjonsfaktor K_v
I innersving eller nær bredden på rett strekning	1,0
I hovedstrømmen nær en yttersving	1,7

Figur 3-3- 13 Korreksjonsfaktor K_v for hastighet

Hvis V_{lokal} er beregnet eller målt benyttes denne verdien direkte uten korreksjon. Hvis brua reduserer strømningsarealet slik at vannhastigheten øker, må det tas hensyn til dette.

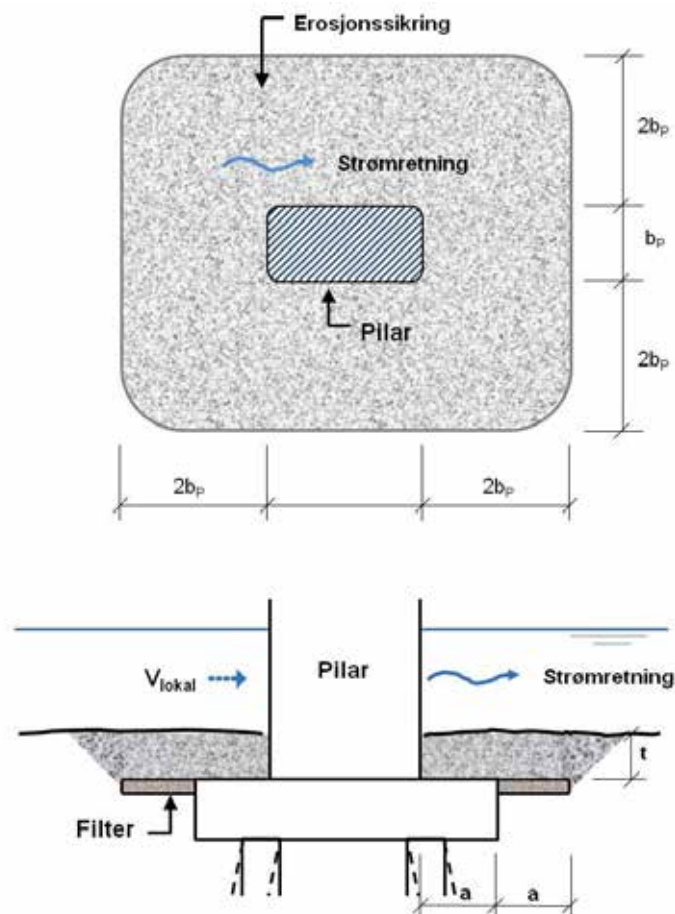
Toppen av sikringsmassen plasseres i nivå med eksisterende elvebunn. Med en slik plassering vil det være enklere å inspisere for eventuelle skader.

Tykkelsen skal være minst $3 \cdot D_{50}$. Største stein bør ikke være større enn $2 \cdot D_{50}$. Nødvendig utstrekning av sikringsmassen for pelefundamentert pilar er vist på Figur 3-3- 14.

Hvis det forventes at elvebunnen vil senke seg på grunn av kontraksjonserosjon eller generell bunnsenkning, skal sikringens tykkelse være lik forventet erosjonsdybde. Hvis bunnsenkning forventes må sikringens utstrekning økes slik at skrånning ned til endelig bunn ikke blir brattere enn 1:2.

Utføres sikringen under vann bør tykkelsen økes med 20 %.

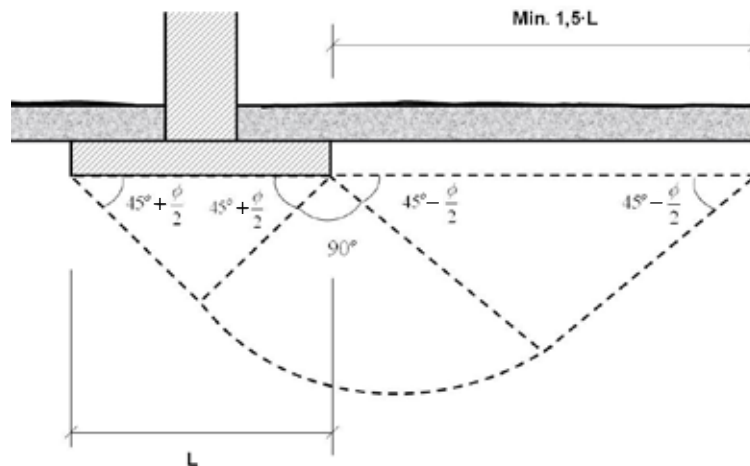
Sikringen må dekke et område minst $2 \cdot b_p$ i alle retninger som vist på Figur 3-3- 14 og minst 2 m til hver side. (b_p er brupilarens bredde). Hvis brupilaren er vridd i forhold til strømretningen så må et større område beskyttes. Bredden av pilaren b_P settes da lik projisert bredde normalt på strømretningen. Vinkelen mellom brupilarens lengderetning og strømretningen bør ikke overstige en vinkel på 10° .



Figur 3-3- 14 Sikring rundt pelefundamentert brupilar

I tillegg til beskyttelsens utstrekning basert på brupilarens dimensjoner bør utstrekningen a (se Figur 3-3- 14) utenfor rigelen for pelefundamentet minst tilsvare rigelens utstikk utenfor pilaren.

For sålefundamenter vil bæreevnen være avhengig av terrengnivået rundt fundamentet. Bruddfiguren for et sålefundament er i prinsippet som vist på Figur 3-3- 15. For å sikre bæreevnen vil det derfor være behov for å sikre at elvebunnen forblir uendret innen en avstand utenfor sålekant som er minst $1,5 L$ hvor L er fundamentet lengde. For kvadratiske sålefundament vil dette si at elvebunnen må sikres i avstander på minst $1,5 L$ i alle retninger, nedstrøms, oppstrøms og til begge sider. For rektangulære sålefundament tilpasses sikringen i forhold til sålens bredde og lengde. Dette kravet kommer i tillegg til krav relatert til pilardimensjoner vist i Figur 3-3- 14. Største sikringsavstand benyttes.



Figur 3-3-15 Bruddfigur for sålefundament

Anbefalingene vist ovenfor utgjør minste utstrekning som er nødvendig for å beskytte brupilarer. Utenfor eller i kanten av det sikrede området kan det dannes erosjonsgroper. Hvis det ikke er akseptabelt, for eks. av bæreevnemessige, grunner bør et større område sikres.

Hvis det benyttes filter (vanligvis filterduk), skal dette føres helt ut til kanten av sikringen som vist på Figur 3-3-14. Da avslutningen av filteret kan være et sårbart område, bør det treffes spesielle tiltak for å hindre erosjon her (steinstørrelse og sortering).

For sikring av landkar kan stabil steinstørrelse beregnes med følgende formel (Barkdoll 2007):

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(s-1)} \cdot \frac{V_{kar}^2}{g \cdot y}$$

Her er:

D_{50} = stabil steinstørrelse (m)

K = 0,89 for kjegleformet landkar og 1,02 for landkar med vertikal frontvegg

s = steinens spesifikke tetthet

g = tyngdens akselerasjon (m/s^2)

y = vanndybde ved foten av landkaret (m)

V_{kar} = karakteristisk vannhastighet (m/s)

Formelen gjelder for Froudetall $Fr \leq 0,8$ hvor

$$Fr = \frac{V}{\sqrt{g \cdot \frac{A}{T}}} = \frac{V}{\sqrt{g \cdot y_m}}$$

og

V = vannhastighet (m/s)

A = strømningsareal (m²)

T = avstanden fra bredd til bredd målt ved overflaten (m)

y_m = gjennomsnittsdypde (m)

g = tyngdens akselerasjon (m/s²)

For Froudetall $Fr > 0,8$ anbefales følgende formel (Barkdoll 2007)

$$\frac{D_{50}}{y} = \frac{K}{(s-1)} \cdot \left[\frac{V_{kar}^2}{g \cdot y} \right]^{0,14}$$

Hvor:

$K = 0,61$ for kjegleformet landkar og $0,69$ for landkar med vertikal frontvegg

Begge formlene (Barkdoll 2007) bygger på modellforsøk som gir for stor stein i 90 % av datagrunnlaget.

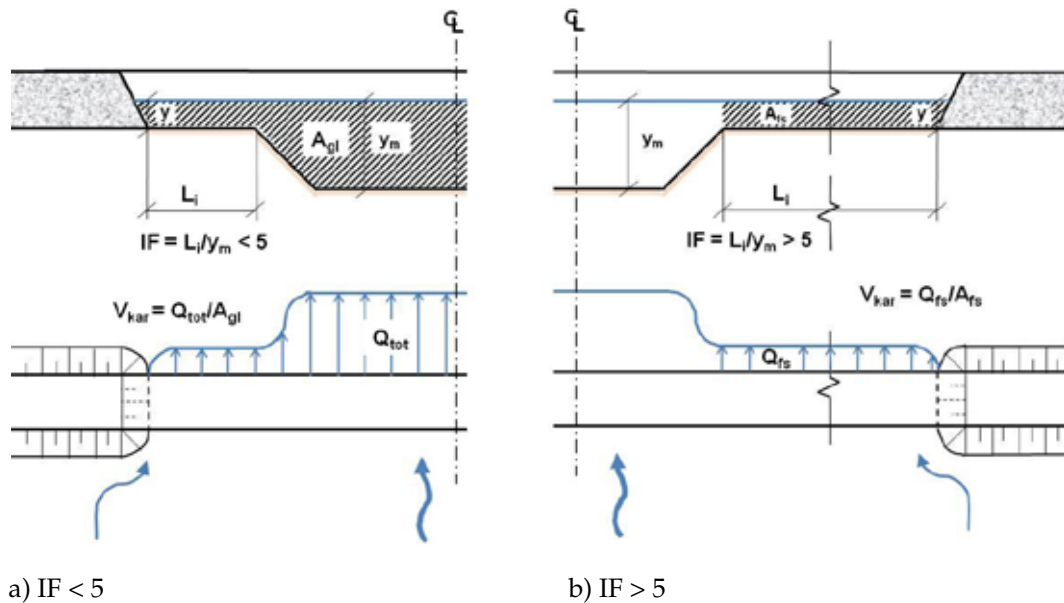
Hvis steinen plasseres i skråning, økes steinstørrelsen i samsvar med korreksjonsfaktoren C_0 som hentes fra Figur 3-3- 11

Karakteristisk hastighet V_{kar} er en representativ hastighet nær foten av landkaret, og avhenger av hvor langt det er trukket tilbake fra hovedløpet. Står landkaret i eller nær hovedløpet, brukes gjennomsnittshastigheten i gjennomløpet $V_{kar} = Q/A_{gl}$ hvor Q er total vannføring og A_{gl} gjennomløpsarealet. Er landkaret trukket tilbake fra hovedløpet, kan hastigheten reduseres på følgende måte.

Hvor mye hastigheten reduseres avhenger av innrykket L_i , som er avstanden fra elvebredden til foten av landkaret. Innrykksforholdet IF er innrykket L_i delt på gjennomsnittsdypden i hovedløpet y_m .

$$IF = \frac{L_i}{y_m}$$

Hvis landkaret er nær hovedløpet, slik at $IF < 5$ så settes V_{kar} lik total vannføring Q_{tot} dividert på gjennomløpsarealet A_{gl} under brua som vist på Figur 3-3- 16 a).



Figur 3-3-16 Beregning av karakteristisk hastighet V_{kar} avhengig av IF

$$V_{kar} = \frac{Q_{tot}}{A_{gl}}$$

Her er:

Q_{tot} = total vannføring under brua (m^3/s)

A_{gl} = totalt strømningsareal under brua (m^2)

Hvis landkaret er lengre vekk fra hovedløpet slik at $IF > 5$, så settes V_{kar} lik vannføringen på flomsletten oppstrøms landkaret Q_{fs} dividert med strømningsarealet på flomsletten A_{fs} , se Figur 3-3-16 b).

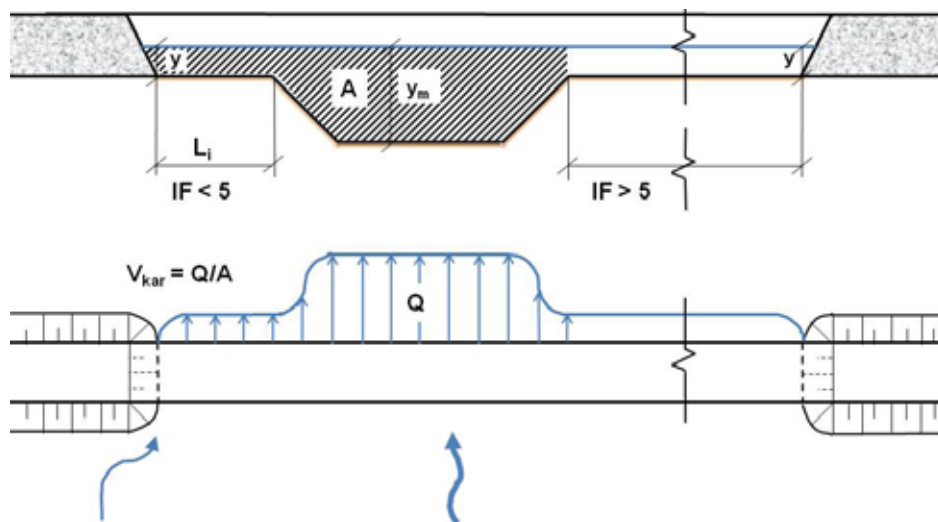
$$V_{kar} = \frac{Q_{fs}}{A_{fs}}$$

Her er:

Q_{fs} = vannføring på flomsletten oppstrøms landkar (m^3/s)

A_{fs} = strømningsareal under brua mellom landkar og elvebredden (m^2)

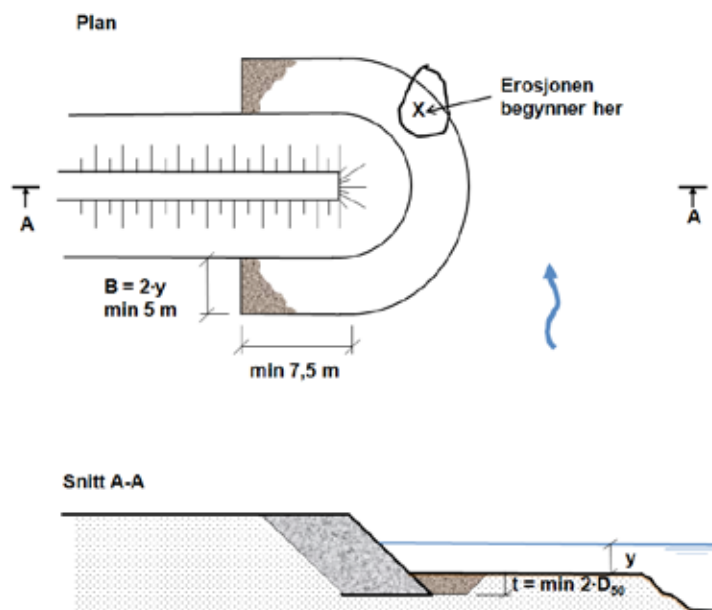
Hvis IF er større enn 5 for det ene landkaret, men mindre enn 5 for det andre, beregnes V_{kar} som vist på Figur 3-3-17 for det landkaret hvor $IF < 5$. For det andre landkaret hvor $IF > 5$ benyttes Figur 3-3-16 b).



Figur 3-3-17 Beregning av karakteristisk hastighet V_{kar} når $IF < 5$ og $IF > 5$

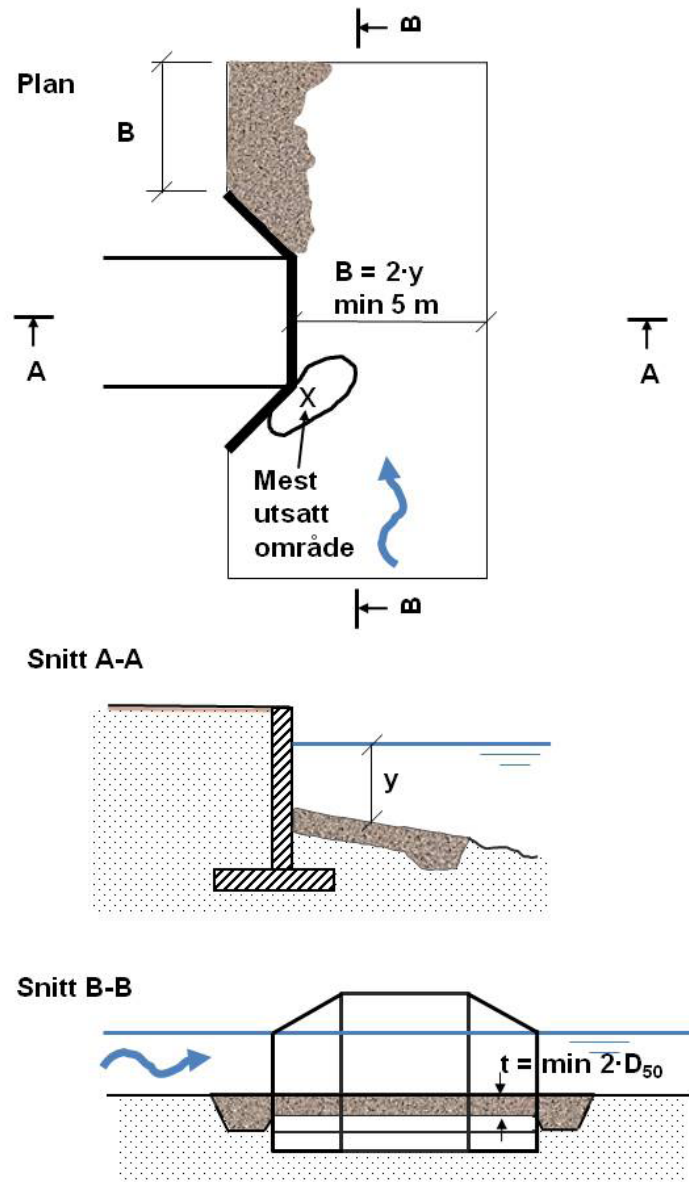
Når det gjelder tykkelsen av sikringslaget så må den være minst den største av $2 \cdot D_{50}$ eller D_{maks} . Ved utlegging under vann bør tykkelsen økes med 50 %.

For kjegleformede landkar plassert på flomsletten må det sikres i en bredde, der y er vann- dybden ved landkaret. B må ikke være mindre enn 5 m som vist på Figur 3-3-18.



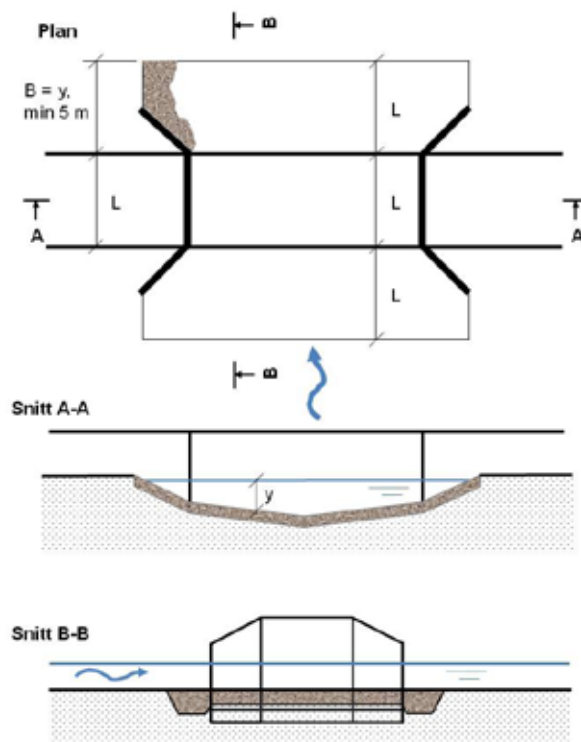
Figur 3-3-18 Sikring rundt kjegleformet landkar

Rundt landkar med vertikal front sikres det som vist på Figur 3-3- 19. For verdi av y benyttes en midlere gjennomsnittsdybde over sikringsarealet under flom.



Figur 3-3- 19 Sikring rundt landkar med vertikal front

For små bruer kan det være hensiktsmessig å sikre hele gjennomløpet som vist på Figur 3-3- 20. Når det gjelder lengden av sikringslaget oppstrøms og nedstrøms i elveretningen benyttes den største verdien av L eller B . For verdi av y benyttes en midlere gjennomsnittsdybde over sikringsarealet under flom.



Figur 3-3- 20 Sikring av hele gjennomløp

Ved sikring av brufundamenter må også faren for flom og isgang i elva vurderes med tanke på blokkering på grunn av drivgods og is som kan føre til at høyere vannhastighet i den gjenværende frie delen av gjennomløpet kan medføre ekstra belastning og erosjonsfare.

- Sikring mot bølgeerosjon

Plastring med stein er normalt den billigste sikringsmetode.

Signifikant bølgehøyde legges til grunn for dimensjoneringen.

Definisjon:

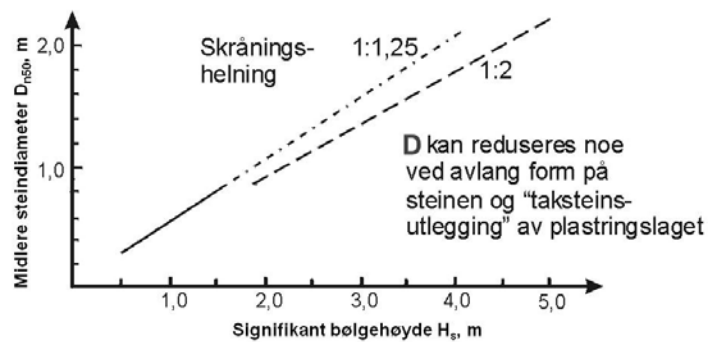
«Signifikant bølgehøyde er den gjennomsnittlige høyde av den høyeste tredjepart av minst 200 etterfølgende bølger». Bølgehøyden kan bestemmes ved målinger, eller beregnes tilnærmet fra topografi og vindforhold. Dimensjonene bør kontrolleres mot lokale erfaringer. Det dimensjoneres for ugunstig bølgesituasjon med returperiode 200 år.

Den maksimale bølgehøyden er vanligvis opptil 1,8-2 ganger signifikant bølgehøyde.

Signifikant bølgehøyde kan beregnes på grunnlag av vinddata og topografi (strøklengde).

Beregningsgrunnlaget er gitt i del 3.3.4 Eksempler. I NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner er det i det nasjonale tillegget angitt et generelt grunnlag for beregning av vindhastigheter i ulike landsdeler (Ref. 9).

Der erosjonsbeskyttelse anses påkrevet, bør skråningshelningen være 1:1,5 eller slakere. Gjennomsnittlig steinstørrelse d_{n50} i plastringlaget bestemmes fra Figur 3-3-21 .



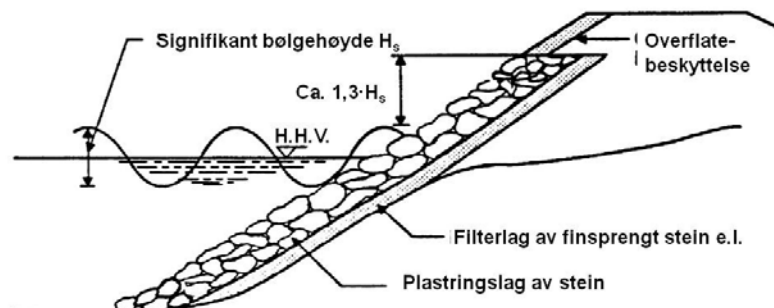
Figur 3-3-21 Steinstørrelse for sikring mot bølgeerosjon.

For bølger over 1,5 m anbefales å benytte stein av lik størrelse D_{n50} . For bølger mindre enn 1,5 m kan gradert sprengstein benyttes. For graderte steinmasser kan en enkel regel for visuell kontroll av grensestørrelser med utgangspunkt i midlere partikkelstørrelse D_{n50} fra Figur 3-3-21 være at $D_{n10} \geq \frac{1}{2} \cdot D_{n50}$ og $D_{n90} \leq 2 \cdot D_{n50}$.

Figur 3-3-21 baserer seg på en teoretisk utledet formel (Hudsons formel). Størrelse vurderes mot erfaringsverdier og lokal praksis.

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 3-3-22. Plastringen føres 1,3 H_s over signifikant bølgetopp. Over dette nivå foretas overflatebeskyttelse mot bølgesprut.



Figur 3-3-22 Utforming av steinplastring som bølgesikring. Se også Figur 3-3-24.

Som Figur 3-3-21 viser er det til dels stor stein som må benyttes. Derfor vil det normalt være nødvendig med filterlag mot grunnen. Dette kan bestå av mer gradert finsprengt stein. Prinsippet i et filter er at den gjennomsnittlige åpning mellom stein i filterlag skal være så liten at stein fra de underliggende masser ikke kan passere gjennom åpningene.

Det kan være nødvendig å legge ut filter i flere lag. Følgende uttrykk brukes for å spesifisere filter:

$$D_{50f} / D_{50b} < 5,$$

der

D_{50f} = middel diameter i filterlag

D_{50b} = middel diameter i underliggende (base-) lag.

Når vanddybden ved foten av plastringslaget er større enn $1,5 \cdot H_s$ bør det legges en underfylling. Stein størrelsen som benyttes i underfyllingen D_{50u} bestemmes ut fra nedenstående formel.

$$D_{50u} = \frac{H_s}{\Delta \cdot 8.7 \cdot \left(\frac{h_t}{h_s}\right)^{1.43}} \text{ hvor } \frac{h_t}{h_s} > 0.5 \text{ og } h_t > H_s.$$

Symbol	Enhet	Tekst, kommentar
D_{50u}	m	ekvivalent, gjennomsnittlig diameter av steinmateriale i underfylling
H_s	m	Signifikant dimensjonerende bølgehøyde
Δ	dim. løs	$\Delta = \frac{\rho_s}{\rho_w} - 1$; dimensjonsløs egenvekt
ρ_s	kg/m ³	densitet, stein
ρ_w	kg/m ³	densitet, sjøvann
h_t	m	avstand fra sjøoverflate (ved dimensjonerende lavvann) til topp av underfylling
h_s	m	vanddybde foran skrånningen ved dimensjonerende lavvann

Figur 3-3-23 Forklaring til enheter benyttet i formel for D_{50u}

Uttrykket er gyldig for $h_t > 0.5h_s$, det vil si at dybden til topp av underfyllingen må være mer enn halve vanddybden. Er dybden h_t mindre enn dette, legges det et dekklag på underfyllingen hvor det benyttes de vanlige formler for dimensjonering av dekkblokker D_{n50} (se Figur 3-3-21). For å unngå at dybden h_t må varieres langs skrånningen i takt med vanddybden ved foten h_s , kan en benytte en gjennomsnittsverdi for h_s over hele fyllingen og dermed få en konstant h_t .

Kravet om at vanddybden til topp av underfyllingen skal være større enn dimensjonerende bølgehøyde H_s ($h_t > H_s$) er absolutt og skal ikke fravikes noe sted.

Underkant av underfyllingens øvre lag (Sone 1) skal ha et nivå som er minst $h_s \geq 3 \cdot H_s$ under laveste dimensjonerende lavvannstand (D.L.V.), men kan ligge dypere. Tykkelsen av underfyllingens Sone 1 skal minst være der D_{n50} er ekvivalent middeldiameter i plastringslaget over underfyllingen.

Bredden av Sone 1 for underfyllingen b_1 er avhengig av størrelsen på dekkblokkene over underfyllingen:

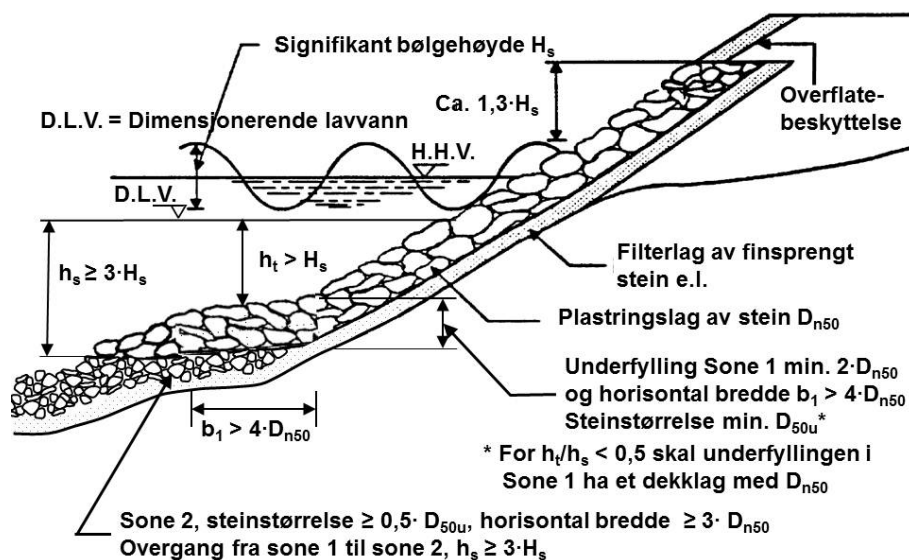
$$b_1 > 4 \cdot D_{n50}.$$

Hvis underfyllingen føres dypere enn $3 \cdot H_s$ (Sone 2) kan steinstørrelsen i denne sonen reduseres til $0,5 \cdot D_{50u}$. Kjernen i Sone 2 og filter kan forskyves noe mot vannsiden, men horisontal bredde må være større enn $3 \cdot D_{50u}$. Krav til filter kan bortfalle i hele eller deler av underfyllingen avhengig av forholdene.

Nødvendig bredde og tykkelse på underfyllingen er vist på Figur 3-3- 24.

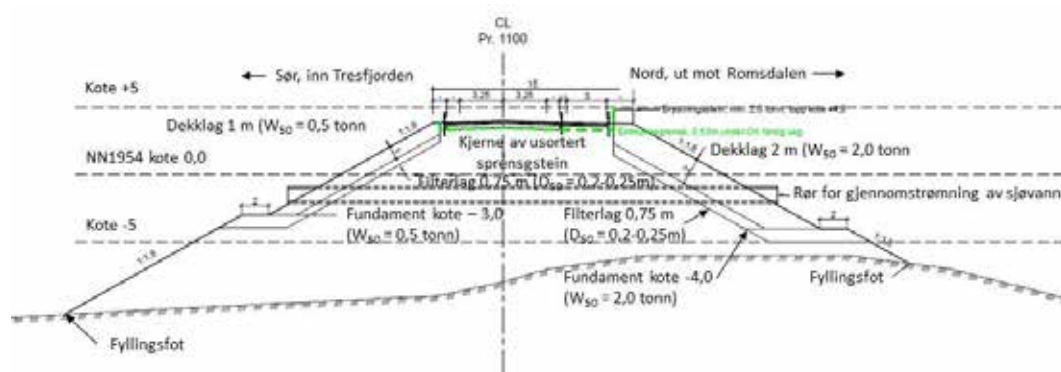
Hensikten med underfyllingen er følgende:

- å sikre dekkblokkene i plastringslaget mot utglidning og svikt i fundamentet som følge av setninger og erosjon ved skråningsfoten
- å sikre en pålitelig overgang mellom de ordnede dekkblokkene i skråningens øvre del som kan nåes med maskin og den nedre del som vanligvis er utilgjengelig og vil bestå av en fylling av rauset stein.



Figur 3-3- 24 Utforming av steinplastring som bølgesikring med underfylling.

Det kan være praktisk å legge ut fyllingen med nødvendig steinstørrelse i ekstra bredde opp til litt over vann-nivå og deretter grave av noe av den øvre, ytre delen slik at det dannes en underfylling med hylle som fundament for utlegging av ordnet plastringslag med steinstørrelse D_{n50} på fyllingsskråningen over dette nivået. Se eksempel Figur 3-3-25 fra fylling i Vikebukt i tilknytning til Tresfjordbrua



Figur 3-3-25 Tverrprofil fra sjøfylling i Vikebukt i tilknytning til Tresfjordbrua

3.3.2.4 Miljøhensyn

Med strandsoner menes her beltet med naturlig vegetasjon langs elver, innsjøer og langs kysten. Det vises til rapporten «Veg og strandsoner» utgitt av Direktoratet for naturforvaltning i samarbeid med Norges vassdrags- og energiverk og Statens vegvesen. (ref. 7). Disse arealene er meget verdifulle fordi de bl.a. har/er:

- Biologisk mest produktive leveområder for mange fugle-, dyre- og plantearter
- Landskapsmessig betydning
- Betydning for fiskens næringstilgang
- Buffer for vannforurensning bl.a. fra landbruket

På tross av sin verdi er strandsonene stadig truet og blir stadig påvirket av utbyggingsprosjekter.

Av de mest aktuelle inngrepene i forbindelse med vegbygging kan nevnes:

- Massetak - uttak av sand, grus og stein fra elveleiet
- Fylling i elveløp eller stenging av flomløp
- Utretting / omlegging av elveløp
- Bygging av bruer og kulverter
- Bekkelukking

Før slike tiltak utføres er det viktig at de planlegges som vassdragstiltak og ikke bare fremmes som en nesten bagatellmessig del av vegplanen. Virkningene må vurderes, dels av

hensyn til andre interesser og dels vegens brukbarhet og sikkerhet. Mulige negative effekter bør minimaliseres ved bl.a. kompenserende og forbedrende tiltak.

Ut fra hensyn til plante- og dyrelivet bør veganlegg legges så langt fra strandsonen at vegfyllinger som slår ut i vann unngås. I tillegg bør masseuttak fra elveleiet, utretting av elveløp og fjerning av kantvegetasjon unngås. Dersom veganlegget må legges i selve strandsonen, er det viktig å bevare mest mulig av kantvegetasjonen, plante til vegfyllingen med stedegen vegetasjon, hindre erosjon fra fyllingene og gjenskape strømningsforhold og biotoper i elva.

Der hvor det er store landskapsmessige utfordringer bør landskapsarkitekt eller fylkets miljøvernavdeling kontaktes.

For å stabilisere bunnen og ivareta fiskens vandrings- og oppholdsmuligheter kan det være nødvendig med spesielle tiltak (etablering av grusbunn, skygge fra trær etc.). Behov og utforming av slike tiltak vurderes i samråd med sakkyndige.

3.3.3 Utførelse og kontroll

3.3.3.1 Kvalitetssikring

Ved valg av løsning for utførelse av terrenginngrep, erosjonssikring e.l. skal det utføres en konsekvensanalyse med hensyn til:

- Miljøforhold (estetikk, tilgjengelighet, arealbruk)
- Anleggskostnader
- Vedlikeholdskostnader

I tillegg kommer krav til aktuelle punkter som bør behandles i kvalitetsplanen for arbeidene. (Ref. håndbok 018 (1), kapittel 03).

3.3.3.2 Utførelse

I forbindelse med erosjonssikring er sprengt stein å foretrekke framfor rundet. Kontrollen i forbindelse med utførelsen skal organiseres slik at målene i kvalitetsplanen for anlegget kan oppfylles. Det skal bl.a. kontrolleres og dokumenteres at krav til geometri, materialer og teknisk utførelse er oppfylt. Avviksbehandling / oppretting foretas etter retningslinjer gitt i vegnormalene, håndbok 018 Vegbygging.

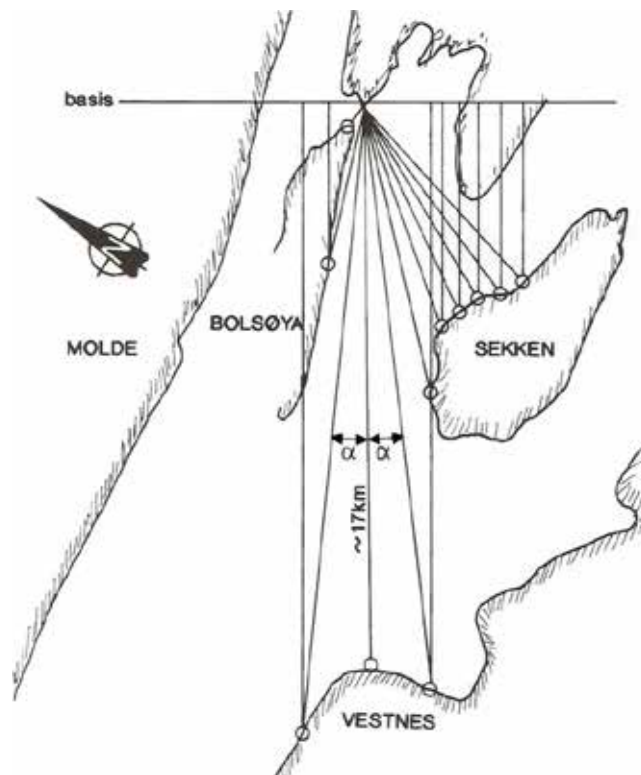
3.3.3.3 Oppfølging

Behov for oppfølging vil være tilstede etter visse tidsrom mht. påkjenninger fra:

- Uvær
- Flom
- Isgang

Videre må vegetasjonsutviklingen følges opp og vedlikeholdes i de tilfeller hvor dette er av betydning miljømessig, og for å oppnå fortsatt sikring.

3.3.3 Eksempler



Figur 3-3-26 Erosjonssikring av tilløpsfylling for Bolsøybrua; kartskisse (M 1: 150000).

$$\text{Effektiv strøklengde } F = \frac{\sum x_i \cdot \cos \alpha_i}{\sum \cos \alpha_i}$$

Effektiv strøklengde F er et beregnet vindfang for en bestemt vindretning. Det antas at vinden overfører energi til vannflaten i vindens hovedretning og inntil 45° til begge sider for

denne retningen. Effektiv strøklengde F finnes ved en grafisk metode som vist på Figur 3-3-26. Her er ugunstigste vindretning fra Vestnes med strøklengde $x = 17$ km avsatt. På begge sider av denne avsettes sekundære strøklinjer med innbyrdes vinkelavstand $\alpha = 6^\circ$ ut til en maksimal vinkel på 42° . Ved å måle alle strøklengdene x_i og anvende ovenstående formel, kan effektiv strøklengde F beregnes, se tabell Figur 3-3-27.

Hvis vindbølger utgjør det vesentligste bidrag kan signifikant bølgehøyde H_s beregnes ut fra følgende empiriske formel:

$$H_s = (0,00031 \cdot v^2 + 0,016 \cdot v) \cdot \sqrt{F}$$

hvor største vindhastighet v angis i m/sek og effektiv strøklengde F i km. Vinndata kan hentes fra nærliggende værstasjoner der hvor slike finnes eller det kan foretas lokalmålinger.

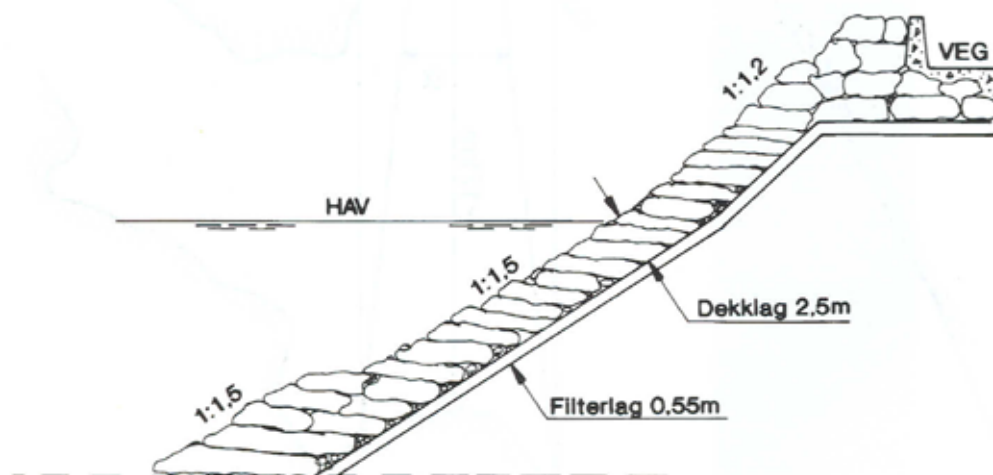
Der hvor havdønninger utgjør det største bidraget, beregnes signifikant bølgehøyde ut fra langtidsobservasjoner av dønningene. I tilfeller hvor begge bølgetyper har betydning, kan en ekvivalent, kombinert signifikant bølgehøyde beregnes.

$$H_s = \sqrt{(H_{sv})^2 + (H_{sd})^2}$$

hvor H_{sv} er signifikant vindbølgehøyde og H_{sd} signifikant dønningshøyde. Beregning av effektiv strøklengde:

α (°)	x_i km	$x_i \cdot \cos \alpha$ (km)	Effektiv strøklengde F_{eff}
42	5,25	3,90	$F_{eff} = \Sigma x_i \cdot \cos \alpha_i / \Sigma \cos \alpha_i$ $= 93,24 / 13,512 = 6,9 \text{ km}$
36	5,55	4,49	
30	5,70	4,94	
24	6,15	5,62	Dimensjonerende vindhastighet $v = 36 \text{ m/s}$
18	6,60	6,28	
12	8,40	8,22	
6	17,10	17,01	Signifikant bølgehøyde: $H_s = (0,00031 \cdot v^2 + 0,016 \cdot v) \cdot \sqrt{F_{eff}}$ $= (0,00031 \cdot 1296 + 0,016 \cdot 36) \cdot 2,6 = 2,5 \text{ m}$
0	16,65	16,65	
6	18,45	18,36	
12	4,65	4,55	
18	0,75	0,71	Midlere steindiameter 1,2 m for skråningshelning 1: 1,5 hentes fra Figur 3-3-21
24	0,75	0,69	
30	0,75	0,65	
36	0,75	0,61	
42	0,75	0,56	
		$\Sigma = 93,24$ km	
$\Sigma \cos \alpha = 13,512$			

Figur 3-3-27 Tabell med beregning av strøklengde.



Figur 3-3- 28 Skisse av plastringslag.



Figur 3-3- 29 Utlegging av steinplastring (Foto: O. Pladsen).

3.3.4 Referanser

- (1) Statens vegvesen, Vegbygging, Håndbok 018, Vegdirektoratet, Oslo 2005.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (2) Håndbok 004, Ferjeleier - 1 : ferjeleiers landområder : planlegging, prosjektering, Vegdirektoratet 1999. <http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (3) Statens vegvesen Vegdirektoratet Håndbok 016, Geoteknikk i vegbygging, 2010.
<http://www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker>
- (4) Norges Vassdrags og Energidirektorat (NVE), Vassdragshåndboka, Oslo 2010.
- (5) Norges Vassdrags og Energidirektorat (NVE), Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein, Veileder 4 2009, Oslo 2009.
- (6) Kystverket, Moloer, Trondheim mars 2000.
- (7) Direktoratet for naturforvaltning, Veg og strandsoner, rapport 1994.
- (8) R. Selmer Olsen Ingeniørgeologi, del 1: Generell geologi. Tapir, 1976.
- (9) Standard Norge, NS-EN 1991-1-4:2005+NA:2009 Eurokode 1: Laster på konstruksjoner, Del 1-4: Allmenne laster, Vindlaster



www.vegvesen.no/Fag/Publikasjoner/Handboker

ISBN: 978-82-7207-650-3

Trygt fram sammen