



Statens vegvesen

A decorative graphic consisting of a large orange parallelogram and a smaller light gray triangle to its left.

N-V220 Geoteknikk i vegbygging

VEILEDNING N-V220

Gyldig fra 2025-02-10

ISBN: 978-82-7207-808-8

Forord

Geoteknikk i vegbygging er en veiledning som tilhører vegnormal N200 Vegbygging, men den gir også veiledning til vegnormal N400 Bruprosjektering. Der hvor det er avvik i innhold mellom normal og veiledning, er det alltid normalen som gjelder, jf. [Om håndbøkene | Statens vegvesen](#).

Målgruppe og målsetting

Målgruppen til boka er først og fremst etatens geotekniske saksbehandlere, men også andre som utfører geoteknisk prosjektering på oppdrag for Statens vegvesen. Andre vil også kunne finne veiledningen nyttig.

Veiledning V220 er et praktisk hjelpemiddel og bidrar til å sikre en god og enhetlig geoteknisk saksbehandling for prosjekter i regi av Statens vegvesen. Veiledningen beskriver faglig grunnlag, beregningsprinsipper og veiledning for geoteknisk prosjektering. Det er brukeren av veiledning V220 sitt ansvar å påse at geoteknisk prosjektering utføres iht. krav i gjeldende standarder og normaler. Statens vegvesen vil ikke kunne holdes ansvarlig ved eventuelle feil eller mangler i veiledningen og heller ikke for bruken av innholdet i denne veiledningen.

Bidragstydere

Vi ønsker å takke alle som har bidratt med utarbeidelsen av denne veiledningen. Bidragstydere har bestått av både interne og eksterne innen det geotekniske fagmiljøet. Eksterne bidragstydere har vært Norconsult, Norges Geologiske Undersøkelse, Norges Geotekniske Institutt, Multiconsult og Sweco.

Innhold og revisjon

Foreliggende utgave av V220 er bla. bedre tilpasset dagens metoder og gjeldende standarder. Kravstoff som tidligere stod i V220 er fjernet fra veiledningen og tatt inn vegnormal N200 Vegbygging og vegnormal N400 Bruprosjektering iht. gjeldende retningslinjer i Statens vegvesen. Veiledningen er et hjelpedokument med veiledningsmateriale som understøtter disse vegnormalene. Enkelte krav er gjengitt i V220, med referanse til hvilken normal kravet er hentet fra.

Når det gjelder nytten som veiledning er det lagt vekt på å vise beregningsgang for anvendelse av teorigrunnlaget. Beregningseksempler er tatt ut av foreliggende utgave da planen er at disse legges ut på vegvesen.no for å lettere kunne oppdatere disse jevnlig og eventuelt legge ut nye eksempler ved behov. (Ikke utført per februar 2025).

I digital versjon V220:2025 har det blitt utført en del rettelser av skrivefeil etc. fra digital versjon V220:2023. I tillegg er større endringer vist i [tabell 1](#).

Tabell 1 — Endringer

Kapittel	Endring
1.1.1	Ny tekst som omhandler konsekvensklasse for fundamenteringsarbeider for bruer.
1.1.3	Endret tittel fra "Numeriske analyser" til "Realistiske jordtrykk - Samvirkeanalyser". Teksten er også noe endret.
5.7.1	Presisering om at vannivåene angitt i NVE veileder nr. 1/2019 benyttes ved kartlegging og utredning av faresoner.
5.7.4	Presisering om at vannivåene angitt i NVE veileder nr. 1/2019 benyttes ved kartlegging og utredning av faresoner.
9.1	Justering av tekst om de ulike beregningsmetodene og deres gyldighet.
9.2.1	Lagt til presisering til fjerde kulepunkt under overskriften "Gyldigheten av kapittelet er begrenset til". Det er samtidig lagt til en utdypende forklaring i de fire siste avsnittene i delkapittelet.
9.3.1	Lagt til forutsetning for bruk av kapittelet i første avsnitt.
16.5.3	Teksten er tilpasset endring av krav 1.4.6-2 i vegnormal N200 [1] .
18	Hele kapittelet er tilpasset gjeldende standarder.

Foreliggende utgave av veiledningen vil bli revidert etter hvert som behov oppstår. Siste oppdaterte versjon vil alltid være tilgjengelig på vegvesen.no

Eventuelle kommentarer til veiledningen sendes til v220@vegvesen.no.

Oslo februar 2025

Vegdirektoratet

Innhold

Forord	2
1 Introduksjon	20
1.1 Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk	20
1.1.1 Skadekonsekvenser ved brudd	20
1.1.2 Dimensjoneringsmetoder	22
1.1.3 Realistiske jordtrykk - Samvirkeanalyser	22
1.1.4 Karakteristiske verdier av geotekniske materialegenskaper	23
1.1.5 Grensetilstander	23
1.1.5.1 Bruddgrensetilstanden	24
1.1.5.2 Utmatting	24
1.1.5.3 Ulykker	24
1.1.5.4 Bruksgrensetilstanden	25
1.1.6 Laster og partialfaktorer for laster, γ_F	25
1.1.7 Partialfaktor for materialegenskap, γ_M	25
1.1.8 Geometriske data	27
1.2 Effektivspennings-/totalspenningsanalyse	27
1.3 Dynamiske påkjenninger	28
1.4 Prosjekteringskontroll og utførelseskontroll	28
1.4.1 Utvidet kontroll vs. uavhengig kontroll	28
1.5 Valg av tiltakskategori ved vurdering av områdestabilitet	29
1.6 Oppdrift av konstruksjoner	31
1.7 Sikkerhetsnivå for eksisterende veg	31
1.8 Gyldighet og fravik	32
1.9 Symbolliste	33
2 Grunnundersøkelser	34
2.1 Innledning	34
2.2 Bakgrunnsopplysninger	34
2.2.1 Lokale og egne erfaringer	34
2.2.2 Reguleringsplaner, kommune- og fylkesdelplaner	34
2.2.3 Geotekniske undersøkelser	34
2.2.4 Ortofoto/flybilder	34
2.2.5 Karttjenester	35
2.2.6 InSAR	36
2.2.7 Sjødybder	36
2.2.8 Nasjonal vegdatabank (NVDB)	37
2.2.9 Feltbefaring	37
2.3 Grunnundersøkelser	37
2.3.1 HMS	37
2.3.2 Planlegging av grunnundersøkelser	37
2.3.2.1 Hensyn for å unngå skader	38
2.3.2.2 Unngå skadelig grunnvannsutstrømning	39

2.3.3	Kvalitetssikring	40
2.3.4	Rapportering	40
2.4	Grunnundersøkellesmetoder	41
2.4.1	Geofysiske undersøkelser	41
2.4.2	Geotekniske bormetoder	41
2.4.3	Poretrykk og grunnvannstand	44
2.5	Riggtyper	44
2.6	Grunnundersøkelser ved typiske problemstillinger	45
2.6.1	Skjæringer	45
2.6.2	Fyllinger	46
2.6.3	Setninger	47
2.6.4	Fundamentering av konstruksjoner	47
2.6.5	Områdestabilitet - kvikkleire	48
2.6.6	Myrområder	50
2.6.7	Utbygging ved strandsoneområder	50
2.6.7.1	ROV og AUV, kartlegging på dypere vann	50
2.6.7.2	Kartlegging av sedimentmektigheter i sjø	51
2.6.8	Skredhendelser	52
2.6.9	Vegoverbygning og drenering	52
2.6.10	Tunnel	53
2.7	Grunnundersøkellesomfang i ulike prosjektfaser	53
2.7.1	Konseptvalgutredning (KVU)	53
2.7.2	Kommunedelplan	54
2.7.3	Reguleringsplan	54
2.7.4	Byggeplan	55
3	Laboratorieundersøkelser	56
3.1	Innledning	56
3.2	Generelt om prøver	56
3.2.1	Prøvetakingskategori	56
3.2.2	Kvalitetsklasse/anvendelsesklasse	56
3.2.3	Prøvekvalitet	57
3.2.4	Transport og behandling av prøver	59
3.2.5	Prøveåpning	59
3.3	Rutineundersøkelser	60
3.3.1	Opplegg og bestilling av rutineundersøkelser	60
3.3.2	Konsistensgrenser	63
3.3.3	Organisk innhold	64
3.3.4	Korngradering	65
3.3.5	Densitet og tyngdetetthet	66
3.3.5.1	Korndensitet	66
3.3.5.2	Tyngdetetthet	66
3.3.6	Vanninnhold og metningsgrad	66
3.3.7	Enaksialt trykkforsøk	68
3.3.8	Konusforsøk	70

3.3.9 Presentasjon av data fra rutineundersøkelser – borprofil	72
3.4 Ødometerforsøk	73
3.4.1 Opplegg for og bestilling av ødometerforsøk	74
3.4.2 Kontinuerlige ødometerforsøk	74
3.4.2.1 Utstyr for kontinuerlige forsøk	74
3.4.2.2 Forsøksprosedyrer for kontinuerlige forsøk	75
3.4.2.3 Presentasjon av resultater	75
3.4.3 Trinnvise ødometerforsøk	75
3.4.3.1 Utstyr for trinnvise forsøk	75
3.4.3.2 Forsøksprosedyrer for trinnvise forsøk	76
3.4.3.3 Presentasjon av resultater	76
3.4.4 Tolkning av deformasjonsparametre	76
3.4.4.1 Setningenes tidsforløp og konsolideringskoeffisienten	77
3.4.4.2 Primærkonsolidering – tolkning av stivhet	77
3.4.4.3 Tidsavhengige deformasjoner – kryp	78
3.4.4.4 Deformasjonsparametre og pre-konsolideringsspenning	79
3.4.5 Vurdering av prøveforstyrrelse i ødometerforsøk	81
3.4.6 Erfaringsverdier og korrelasjoner – deformasjonsparametre	82
3.4.6.1 Overkonsolideringsgrad OCR	82
3.4.6.2 Korrelasjoner mellom pre-konsolideringsspenning og udrenert skjærfasthet	84
3.4.6.3 Korrelasjoner mellom pre-konsolideringsspenning og data fra CPTU	85
3.4.6.4 Deformasjonsparametre i leire og silt	86
3.4.6.5 Deformasjonsparametre i grovsilt og sand	88
3.4.6.6 Deformasjonsparametre i gytje	89
3.4.6.7 Setningenes tidsforløp – konsolideringskoeffisient	91
3.4.6.8 Sekundærsetninger	92
3.5 Treaksialforsøk	92
3.5.1 Opplegg for og bestilling av treaksialforsøk (inkl. valg av prøvestykker)	92
3.5.2 Utstyr for treaksialforsøk	93
3.5.3 Utførelse, vurdering og tolkning av treaksialforsøk	93
3.5.4 Forsøksprosedyrer i treaksialforsøk	95
3.5.4.1 Valg av spenningstilstand i treaksialforsøk	95
3.5.4.2 Konsolidering	96
3.5.4.3 Baktrykk og metningstest (B-test)	97
3.5.4.4 Skjæring av prøven	97
3.5.5 Presentasjon av forsøksresultater	98
3.5.5.1 Spenningssti NTH-metode	99
3.5.5.2 Spenningssti MIT/NGI-metode	99
3.5.5.3 Spenningssti q-p'- plott	100
3.5.5.4 Mobiliseringsplott	101
3.5.5.5 Plott av volumendring i konsolideringsfase	102
3.5.5.6 Plott av skjærmodul G	103
3.5.6 Vurdering av prøveforstyrrelse i treaksialforsøk	103

3.5.7	Tolkning av skjærfasthetsparametere	104
3.5.7.1	Tendens til volumendring – bruddforløp	104
3.5.7.2	Attraksjon og friksjonsvinkel	105
3.5.7.3	Maksimal skjærspenning – udrenert skjærfasthet	105
3.5.8	Erfaringsverdier og korrelasjoner	106
3.5.8.1	SHANSEP (Stress History And Normalised Soil Engineering Properties)	106
3.5.8.2	Parametre for effektivspenningsanalyse	107
3.5.8.3	Dilatans i mobiliseringsfasen	109
3.6	Parametervalg i beregninger	109
3.6.1	Karakteristisk dybdeprofil for udrenert skjærfasthet	109
3.6.2	Parametre for dimensjonering av støttemur og landkar	111
3.6.3	Permeabilitet	112
3.7	Andre analyser	114
3.7.1	Kalk- og sementinnblanding av leire	114
3.7.2	Trykkprøving av EPS	114
3.7.3	Torv	114
3.7.3.1	Prøvetaking og laboratorieundersøkelser	114
3.8	Symbolliste	115
4	Kvartærgeologi	117
4.1	Innledning	117
4.2	Introduksjon til kvartærgeologi og løsmasser i Norge	117
4.2.1	Morfologi (overflatekjennetegn)	119
4.2.2	Forenklet om løsmassetyper	119
4.2.3	Jordartsegenskaper	120
4.3	Kvartære avsetninger	122
4.3.1	Morene	122
4.3.1.1	Byggtekniske egenskaper	126
4.3.1.2	Mulige utfordringer med moreneavsetninger	127
4.3.2	Breelavsetninger (glasifluviale avsetninger)	128
4.3.2.1	Byggtekniske egenskaper	129
4.3.3	Bresjø- og innsjøavsetninger	130
4.3.3.1	Byggtekniske egenskaper	130
4.3.4	Elveavsetninger (fluviale avsetninger)	130
4.3.4.1	Byggtekniske egenskaper	131
4.3.5	Karst: «elver i undergrunnen»	132
4.3.5.1	Byggtekniske egenskaper	133
4.3.6	Hav- og fjordavsetninger (marine avsetninger)	133
4.3.6.1	Marin grense	134
4.3.6.2	Kvikkleire og sprøbruddmaterialer	135
4.3.6.3	Byggtekniske egenskaper	136
4.3.7	Strandavsetninger	137
4.3.7.1	Byggtekniske egenskaper	138
4.3.8	Vindavsetninger	138
4.3.8.1	Byggtekniske egenskaper	138

4.3.9 Organiske jordarter	139
4.3.9.1 Byggtekniske egenskaper	139
4.3.10 Skredavsetninger	139
4.3.10.1 Byggtekniske egenskaper	142
5 Stabilitet	143
5.1 Innledning	143
5.2 Grunnlag for stabilitetsvurderinger	143
5.3 Analysemetoder	145
5.4 Lokal- og områdestabilitet	146
5.4.1 Lokalstabilitet	146
5.4.2 Områdestabilitet	146
5.5 Valg av geometri og inngangsparametere	149
5.5.1 Geometri	150
5.5.2 Laster	151
5.5.3 Grunnforhold	152
5.6 Stabilitetsberegninger	154
5.6.1 Likevekt og sikkerhet	154
5.6.2 Skjærflater	155
5.6.3 Grenselikevektsmetoden (LEM)	155
5.6.4 Endelig elementmetode (FEM)	156
5.6.5 Beregningsnøyaktighet	157
5.6.6 Overslagsberegninger - Janbus direktemetode	157
5.7 Typiske problemstillinger i vegbygging	158
5.7.1 Naturlige skråninger	158
5.7.2 Skjæringer i leire	159
5.7.3 Fyllinger, massedeponier og mellomlagring	160
5.7.4 Fyllinger i sjø og vassdrag	161
5.7.5 Graving av grøfter	161
5.7.6 Spesialtransporter	162
5.8 Stabiliserende tiltak og anleggsoppfølging	162
5.9 Symbolliste	165
6 Jordtrykk	166
6.1 Innledning	166
6.2 Effektivspenningsanalyse	168
6.2.1 Horisontalt terreng	168
6.2.2 Hellende terreng	169
6.2.3 Jordtrykk mot hellende vegg (skrå jordfront)	172
6.3 Totalspenningsanalyse	172
6.3.1 Horisontalt terreng	172
6.3.2 Hellende terreng	174
6.4 Andre forhold	177
6.4.1 Støttemur mot berg	177
6.4.2 Jordtrykk ved komprimering	178
6.4.3 Hviletrykk (K0)	178

6.5	Symbolliste	179
7	Bæreevne	181
7.1	Innledning	181
7.2	Effektivspenningsanalyse – beregningsgang	181
7.2.1	Horisontalt terreng foran fundament	181
7.2.2	Hellende terreng foran fundament	185
7.3	Totalspenningsanalyse – beregningsgang	186
7.4	Fundamentering av landkar på steinfylling	188
7.5	Bæreevne på lagdelt grunn	189
7.5.1	Svakt lag over sterkt lag	190
7.5.2	Sterkt lag over svakt lag	190
7.6	Fylling inntil konstruksjon	190
7.7	Begrensninger i beregnet bæreevne	190
7.8	Symbolliste	191
8	Setninger	192
8.1	Innledning	192
8.2	Prinsipper for setningsberegninger	192
8.3	Grunnlag for setningsberegninger	193
8.3.1	Fordeling av effektivspenninger i dybden	194
8.3.2	Jordmaterialenes deformasjonsegenskaper	194
8.3.3	Tidsaspekt	194
8.4	Spenningsfordeling	194
8.4.1	Spenningsfordeling i homogen grunn	195
8.4.2	Spenningsfordeling i lagdelt grunn	196
8.4.3	Effekt av oppdrift	199
8.5	Setninger i kohesjonsjordarter	200
8.5.1	Grunnleggende prinsipper	200
8.5.1.1	Tøyningshastighets rolle i laboratorieforsøk	202
8.5.1.2	Overkonsolideringsgrad, prekonsolideringsspenning og tilsvarende referansehastighet	202
8.5.2	Effekt av prøvekvalitet	203
8.5.3	Setningsberegninger	203
8.5.3.1	Tøyninger	203
8.5.3.2	Forenklede metoder for håndberegning	205
8.5.4	Tidsforløp av primærsetninger	206
8.6	Setninger i friksjonsjordarter	208
8.7	Egensetninger i steinfyllinger	208
8.7.1	Generelt	208
8.7.2	Setningsmekanismer i steinfyllinger	209
8.7.3	Estimater på egensetninger i steinfyllinger	209
8.8	Setninger i organiske jordarter	209
8.8.1	Setninger i torv	210
8.8.1.1	Setningsberegninger for torv	210
8.8.1.2	Forenklede setningsberegninger for torv	210

8.8.2 Setninger i gytje	212
8.8.3 Bygging og kontroll på torv	212
8.9 Tiltak mot setninger	213
8.10 Setningsoppfølging med målinger	214
8.11 Regneprogrammer	215
8.12 Symbolliste	216
9 Jordtrykk mot stive hvelv og kulverter	218
9.1 Innledning	218
9.2 Beregningsmetode 1: Forenklet konstruksjonsanalyse	219
9.2.1 Innledning	219
9.2.2 Beregningsmodell	220
9.2.3 Egenvekt betong (Last 1)	223
9.2.4 Tyngde jord (Last 2)	223
9.2.5 Jordtrykk (Last 3)	224
9.2.6 Terrenglast (Last 4)	224
9.2.7 Trafikklast (Last 5)	225
9.2.8 Skjevlast i ferdig tilstand (Last 6)	226
9.2.9 Skjevlast i byggetilstanden (Last 7)	227
9.2.10 Kombinasjoner for bruddgrensetilstanden	228
9.2.11 Kombinasjoner for bruksgrensetilstanden	230
9.2.12 Tilfeller med grunnvann på hel bunnplate	230
9.2.13 Skjevlast ved skrått terreng	233
9.2.14 Siloeffekt	235
9.3 Beregningsmetode 2: Konstruksjonsanalyse med jordfjærer	236
9.3.1 Innledning	236
9.3.2 Metodens anvendelse	236
9.3.3 Beregningsmetodikk og modellering med fjærer	237
9.3.4 Utledning av jordstivhet/fjærkonstanter	238
9.4 Beregningsmetode 3: Konstruksjonsanalyse med fullt samvirke	243
9.4.1 Innledning	243
9.4.2 Metodens anvendelse	244
9.4.3 Prinsipper for modellering og beregning	245
9.5 Jordtrykksforhold	247
9.5.1 Hvilejordtrykk og deformasjonsavhengighet	247
9.5.2 Jordtrykk i smale spalter («silotrykk»)	249
9.5.3 Komprimeringstrykk	250
9.5.4 Tilbakefylling med andre jordmaterialer	251
9.6 Symbolliste	253
10 Støttemurer og landkar	255
10.1 Innledning	255
10.2 Støttemurer	255
10.2.1 Dimensjonering – beregningsgang	255
10.2.2 Likevektsbetraktninger	260
10.3 Tørrmur	262

10.3.1 Generelt	263
10.3.2 Fremgangsmåte ved geoteknisk prosjektering	264
10.4 Landkar	267
10.4.1 Generelt	267
10.4.2 Fremgangsmåte ved geoteknisk prosjektering	268
10.4.3 Forbelastning for landkar	268
10.5 Landkar med friksjonsplate	268
10.6 Lukkede formler for beregning av jordtrykk	273
10.7 Symbolliste	277
11 Støttevegger	280
11.1 Innledning	280
11.1.1 Stålpunt installert ved ramming, vibrering eller pressing	281
11.1.2 Boret rørsput	283
11.1.3 Rørvegg	283
11.1.4 Bjelkestengsel	284
11.1.5 Sekantpelevegg (Pilarvegg)	285
11.1.6 Jetpelevegg	286
11.1.7 Slissevegg	289
11.1.8 Jordnagling	290
11.2 Grunnlag for prosjektering	291
11.3 Dimensjoneringsprinsipper	292
11.3.1 Nødvendige analyser	292
11.3.2 Analysemetoder	292
11.3.3 Sikkerhetsprinsipp i beregninger	293
11.3.4 Grensetilstander	294
11.3.4.1 Bruddgrensetilstanden	294
11.3.4.2 Bruksgrensetilstanden	295
11.4 Støttevegg	295
11.4.1 Valg av ruhet	295
11.4.2 Vanntrykk	297
11.4.3 Utkraget støttevegg	297
11.4.4 Forankrede støttevegger	299
11.5 Stabilitet av byggegrop	301
11.5.1 Bunnoppressing	301
11.5.2 Hydraulisk grunnbrudd	302
11.5.3 Bunnheving	304
11.5.4 Anleggstekniske forhold	305
11.5.5 Tiltak for å bedre stabilitet i byggegrop	305
11.6 Avstivninger	305
11.6.1 Dimensjonerende last – ankere og stivere	305
11.6.2 Puter	306
11.6.2.1 Temporære puter, prosjekteringsprinsipper	307
11.6.2.2 Permanente puter, prosjekteringsprinsipper	308
11.6.3 Innvendige avstivninger	308

11.6.4 Ankere	309
11.6.4.1 Generelt	309
11.6.4.2 Injiserte ankere – Installert indre konstruksjonsmotstand	311
11.6.4.3 Ytre geotekniske motstand	311
11.6.4.4 Oppspenning av ankere med godkjenningssprøving	312
11.6.4.5 Ytre geotekniske motstand for ankere i berg – teoretisk kapasitet	313
11.6.4.6 Ytre geoteknisk kapasitet av gyste løsmasseankere – teoretisk kapasitet	319
11.6.4.7 Vertikal forankringsvegg	320
11.6.4.8 Horisontal forankringsplate	321
11.6.5 Spuntfot	321
11.6.5.1 Horisontal kapasitet	321
11.6.5.2 Fotbolter - prosjekteringsprinsipper	322
11.6.5.3 Vertikal kapasitet	324
11.7 Numeriske analyser, laster og lastfaktorer	324
11.7.1 Analysemetoder	324
11.7.2 Eksterne laster	325
11.7.3 Lastfaktorer	325
11.8 Praktiske hensyn	327
11.8.1 Hensyn til omgivelser	327
11.8.2 Rammetekniske forhold	327
11.8.2.1 Tiltak for å bedre rammeforholdene og resultatene	328
11.8.3 Skjøting av spuntnåler	329
11.8.4 Hensyn ved ankere og stivere	329
11.8.4.1 Plassering av innvendig stivere	329
11.8.4.2 Plassering av ankere	329
11.8.4.3 Boring av ankere	329
11.8.4.4 Tetting av ankerhull	329
11.8.4.5 Tetting av spuntfot	330
11.8.5 Hensyn til rigg og drift	330
11.9 Cellespunt	330
11.10 Anleggskontroll	333
11.10.1 Kontroll av spunt og spuntfot	333
11.10.1.1 Kontroll før oppstart	333
11.10.1.2 Kontroll under arbeidene	334
11.10.2 Kontroll av ankere	334
11.10.2.1 Kontroll før oppstart	334
11.10.2.2 Kontroll under arbeidene	334
11.11 Symbolliste	335
12 Fundamentering på peler	339
12.1 Generelt grunnlag	339
12.1.1 Innledning	339
12.1.2 Dokumentasjon av peler	339
12.1.3 Helse, miljø og sikkerhet	339

12.1.4 Naboforhold og støy	339
12.1.5 Utslipp	339
12.1.6 Bruk av grensetilstandsmetoden ved pelefundamentering	340
12.1.7 Prinsipp dimensjonering med partialfaktormetoden	340
12.1.8 Laster og partialfaktorer	341
12.1.9 Pelers bæreevne og partialfaktorer	341
12.1.9.1 Karakteristisk bæreevne, $R_{c;k}$	341
12.1.9.2 Dimensjonerende bæreevne	345
12.1.9.3 Dimensjonerende og installert kapasitet	346
12.1.9.4 Utnyttelse av pel – nødvendig bæreevne	347
12.2 Forundersøkelser (Kartlegging av grunnforhold)	347
12.3 Valg av peler	349
12.4 Bæreevne av enkeltpeler	354
12.4.1 Aksialt belastede peler	354
12.4.1.1 Rammede friksjonspeler i sand	354
12.4.1.2 Rammede friksjonspeler i leire	358
12.4.1.3 Friksjonspeler i silt, lagdelt jord og morene	358
12.4.1.4 Spissbærende peler	359
12.4.2 Plasstøpte peler (pilarer)	361
12.4.3 Påhengslast	362
12.4.4 Strekklast	362
12.4.5 Lateral belastede peler	362
12.4.5.1 Lateral jordreaksjon ved sykliske laster	362
12.4.6 Knekning og kombinerte laster	363
12.4.7 Rammespenninger	363
12.4.8 Rambarhetsanalyse	364
12.4.8.1 Beregningsgang	365
12.5 Bæreevne av pelegrupper	367
12.5.1 Generelt	367
12.5.2 Jordtrykk mot fundament	368
12.5.3 Forutsetninger	368
12.5.4 Skråpeler og statisk stabilitet	368
12.5.5 Geometrisk utforming	369
12.5.6 Aksesystemer	369
12.5.7 Beregningsgang	369
12.5.8 Forbindelse mellom pel og overliggende konstruksjon	369
12.5.9 Påhengslaster	370
12.5.10 Setning av pelegrupper	370
12.5.11 Analyser av pelefundamenterte konstruksjoner	370
12.5.12 Peleanalyser	370
12.5.12.1 Samvirke mellom enkeltpel og jord	370
12.5.12.2 Sikkerhetsfilosofi ved analyser av pelegrupper	371
12.5.12.3 Kapasitetskontroll av pelegrupper	372
12.6 Dimensjonering av peler for seismiske laster	372

12.7 Rammede betongpeler	372
12.8 Stålmaterialer og korrosjon	373
12.9 Stålpeler – rammede profilstål	373
12.10 Stålpeler – rammede stålrørspeler	373
12.11 Stålpeler – borede stålrørspeler	374
12.12 Stålkjernepeler	374
12.13 Mikropeler	375
12.14 Plasstøpte peler (Pilarer)	375
12.15 Andre peletyper	375
12.15.1 Trepeler	375
12.15.2 Andre peletyper	375
12.16 Utførelse og kontroll	375
12.17 Prøvepeling og prøvebelastning	376
12.18 Symbolliste	377
13 Store rør og hvelv	379
13.1 Innledning	379
13.2 Belastning på stive og fleksible rør og hvelv	379
13.2.1 Generelt	379
13.2.2 Trafikklast på rør og hvelv	379
13.2.3 Jordtrykk på stive og fleksible rør	380
13.2.4 Omlagring av jordtrykk på stive konstruksjoner ved bruk av kompressibelt materiale i fyllingen	382
13.3 Stålrør og hvelv	385
13.3.1 Generelt	385
13.3.2 Utforming, flom og bestandighet	386
13.3.2.1 Tverrsnittsformer	386
13.3.2.2 Flom og bestandighet	388
13.3.2.3 Skjæringsvinkel og endeavslutning	389
13.3.2.4 Avstand mellom to eller flere parallelle korrugerte rør og hvelv	391
13.3.2.5 Omfyllingsområde og utbredelse av sidefylling	393
13.3.2.6 Begrensninger til langs- og tversgående helning over samvirkekonstruksjon	394
13.3.3 Dimensjonering	395
13.3.3.1 Betegnelser for korrugeringsprofiler	395
13.3.3.2 Materiale	396
13.3.3.3 Geotekniske undersøkelser / Grunnlag for dimensjonering	397
13.3.3.4 Fundamenter	397
13.3.3.5 Setninger	397
13.3.4 Utførelse	397
13.3.4.1 Klargjøring av fundament	397
13.3.4.2 Montering av stålpelatene	398
13.3.4.3 Omfylling	400
13.3.4.4 Måling av deformasjoner under omfylling	402
13.3.4.5 Andre hensyn	402

13.4	Symbolliste	403
14	Frostsikring	404
14.1	Innledning	404
14.2	Telefarlighet	404
14.3	Frostmengde	405
14.3.1	Å finne frostmengden	405
14.3.2	Sannsynlighet for overskridelse av frostmengder over gitte tidsperioder	406
14.4	Frostdybde	407
14.4.1	Overordnet metodikk	407
14.4.2	Varmebidragene fra utfrysing av vann og fra nedkjøling av materialer	408
14.4.3	Beregning av frostnedtrengning	409
14.5	Frostsikring av veg	412
14.5.1	Behov for frostsikring	412
14.5.2	Steinmaterialer til frostsikring	412
14.5.3	Bruk av isolasjonsmaterialer	413
14.5.4	Utjevning av telehiv	414
14.6	Frostsikring av konstruksjoner	414
14.7	Symbolliste	417
15	Vann i jord	418
15.1	Innledning	418
15.2	Egenskaper til vann og grunnvannsstrømning	418
15.2.1	Grunnvann og porøsitet	418
15.2.2	Elektrisk ladning, fritt og bundet vann	422
15.2.3	Temperaturegenskaper	423
15.2.4	Vannkjemi og litt biologi	424
15.2.4.1	Piperdiagram	424
15.3	Grunnvannsstrømning	425
15.3.1	Laminær og turbulent strømning	426
15.3.2	Reynoldstallet	426
15.3.3	Viskositet	426
15.3.4	Darcys lov, permeabilitet og hydraulisk konduktivitet	427
15.3.5	En enkel formel for grunnvannsstrømning	428
15.4	Vanntransport i umettet sone	430
15.4.1	Kapillær transport	430
15.4.2	Fordamping og kondensering	433
15.4.3	Endring av grunnvannstand på grunn av fryse- og tineprosesser	434
15.5	Poretrykk og konsekvenser av grunnvannsstrømning	435
15.5.1	Poretrykk	435
15.5.2	Poreovertrykk og artesisk trykk	436
15.5.3	Noen eksempler på totalsonderinger som har ført til punktering av artesiske lag	438
15.5.3.1	Punktering ved Helle	440
15.5.3.2	Punktering ved Linnesjordet i Lier	441
15.5.3.3	Punktering ved Breivikeidet i Tromsø	442

15.5.3.4 Punktering ved Simostranda	445
15.5.3.5 Punktering ved Åndalsnes	446
15.5.3.6 Målt poretrykk	447
15.6 Hvordan unngå punktering av artesiske lag	448
15.7 Metode for tetting av lekkasjer	448
15.7.1 Bruk av bentonittstaver	450
15.7.2 Injisering med polyuretan	452
15.7.3 Injisering med sementbasert støttevæske	454
15.7.4 Konstruksjon av et filter	456
15.7.5 Nedsetting av filterbrønner	458
15.8 Hydrogeologiske undersøkelser	459
15.8.1 Vannbalansen	460
15.8.2 Overvåking av grunnvann og sjekk av private brønner	460
15.8.3 Hydraulisk konduktivitet og kornfordeling	461
15.8.4 Bestemmelse av hydraulisk konduktivitet ved hjelp av pumpetest	462
15.9 Symbolliste	464
16 Jordskjelv	466
16.1 Innledning	466
16.2 Hva er et jordskjelv	466
16.2.1 Styrke på jordskjelv	468
16.3 Jordskjelvaktivitet i Norge	469
16.4 Grunnakselerasjon, grunntyper og elastisk responsspektrum	470
16.5 Seismisk påvirkning ved geoteknisk prosjektering	471
16.5.1 Regelverk for prosjektering av jordskjelv i Norge	471
16.5.2 Regelverk for vegbygging	471
16.5.3 ROS-analyse for jordskjelv	472
16.5.4 Grunnakselerasjon i Norge – seismiske soner	472
16.5.5 Kriterier for utelatelse av seismisk påvirkning	472
16.5.6 Fremgangsmåte for å bestemme om det er nødvendig å ta hensyn til seismisk påvirkning	472
16.6 Analysemetoder	475
16.7 Skråningsstabilitet	475
16.8 Samvirke mellom jord og konstruksjon	477
16.9 Støttevegger	477
16.9.1 Analysemetoder	478
16.10 Fundamenter	478
16.10.1 Sålefundamenter	478
16.10.2 Peler og pelegrupper	479
16.10.3 Setninger under syklisk påvirkning	480
16.11 Symbolliste	480
17 Armert jord	482
17.1 Innledning	482
17.2 Jordarmering	482
17.2.1 Hvordan fungerer jordarmering	482

17.2.2 Armeringsmaterialer	483
17.2.3 Dimensjonering og kontroll av armert jord	485
17.3 Partialfaktorer og materialstyrke	485
17.3.1 Partialfaktorer og omregningsfaktorer	486
17.3.2 Karakteristisk og dimensjonerende materialstyrke for armeringsmaterialer	487
17.3.3 Samvirkefaktor for friksjon mellom armering og jord	487
17.4 Dimensjoneringsgrunnlag og prinsip	488
17.4.1 Generelt	488
17.4.2 Jordmaterialet i armert sone	489
17.4.3 Jordmaterialet bak armert sone	490
17.4.4 Anbefalinger for geometriske forhold	490
17.5 Dimensjoneringsprinsipper	492
17.6 Armerte skråninger og støttekonstruksjoner av armert jord	493
17.6.1 Ytre stabilitet	493
17.6.2 Indre stabilitet	496
17.6.3 Andre lasttilfeller	498
17.6.4 Empirisk dimensjoneringsmetode	500
17.6.5 Deformasjoner og spesielle forhold	501
17.6.6 Brulandkar	501
17.6.7 Setninger av armerte støttekonstruksjoner	502
17.6.8 Drenering og isolering	502
17.6.9 Frontkledning og andre jordarmeringsystemer	503
17.6.10 Utførelse og anleggskontroll	504
17.6.11 Eksempler i Norge	506
17.7 Jordnaglingskonstruksjoner	507
17.7.1 Generelt	507
17.7.2 Geometri av typisk jordnaglingskonstruksjon	508
17.7.3 Dimensjonering av jordnaglingskonstruksjoner	509
17.7.3.1 Indre- og ytrestabilitet	510
17.7.3.2 Deformasjoner	514
17.7.3.3 Drenering og isolering	515
17.7.3.4 Bestandighet	516
17.7.3.5 Frontkledning	516
17.7.3.6 Utførelse og anleggskontroll	517
17.7.3.7 Eksempler i Norge	518
17.8 Beregningsprogrammer	519
17.8.1 Prosjektering av geosyntetarmerte skråninger og jordnagling ved likevektsmetode	519
17.8.2 Prosjektering av geosyntet-armerte skråninger med elementmetode (FEM)	520
17.8.2.1 Prosjekteringsgrunnlag og inputparametere for jordnagling	520
17.9 Symbolliste	522
18 Vibrasjoner	525
18.1 Innledning	525
18.2 Beskrivelse av vibrasjoner	525

18.2.1	Vibrasjonsmål	526
18.2.2	Reduksjon med avstand	527
18.2.3	Bølgelengdens betydning	527
18.2.4	Bølgens utbredelsesfart	528
18.2.5	Skademekanismer	529
18.2.6	Frekvensveiing	529
18.2.7	Måling av vibrasjoner	529
18.3	Grenseverdier for vibrasjoner	529
18.3.1	Grenseverdier for å unngå skade på byggverk	529
18.3.1.1	Grenseverdier for tunneler og bergrom	530
18.3.1.2	Grenseverdi for lufttrykkstøt	530
18.3.1.3	Måling etter NS 8141-1:2022	530
18.3.1.4	Veiledning til NS 8141	531
18.3.2	Grenseverdier for å unngå utløsning av skred i kvikkleire	531
18.3.3	Grenseverdier for å redusere sjenanse forårsaket av landbasert samferdsel	532
18.3.3.1	Vibrasjoner fra landbasert transport	532
18.3.3.2	Målemetode	532
18.3.3.3	Beregning av statistisk maksimalverdi	532
18.3.3.4	Grenseverdier for vibrasjoner fra samferdsel som påvirker mennesker i boliger	532
18.3.4	Forventede virkninger av vibrasjoner på naboer i forbindelse med sprengningsarbeider	532
18.4	Setningsskader forårsaket av vibrasjoner	533
18.5	Vibrasjoner fra anleggsvirksomhet	533
18.5.1	Sprengning i områder med kvikkleire	534
18.5.2	Peling og spunting	534
18.5.2.1	Vibrering	535
18.5.2.2	Ramming	535
18.5.2.3	Sammenligning mellom vibrering og ramming	537
18.5.2.4	Pressing av spuntnåler	537
18.5.3	Komprimering	537
18.5.4	Pigging	539
18.5.5	Forhåndsvurdering og besiktigelse	540
18.6	Vibrasjoner fra vegtrafikk	541
18.6.1	Årsaker	541
18.6.1.1	Vegbanens jevnhet	541
18.6.1.2	Kjøretøy	542
18.6.1.3	Kjørehastighet	542
18.6.1.4	Vegoverbygning	543
18.6.1.5	Underbygning	543
18.6.2	Tiltak	544
18.6.2.1	Kjøretøy	544
18.6.2.2	Vegbanen	544
18.6.2.3	Effekt av avstand	544

18.6.2.4 Undergrunnen og bygning	544
18.7 Symbolliste	545
Referanser	546

1 Introduksjon

1.1 Sikkerhetsprinsipper i geoteknikk

Geoteknisk prosjektering utføres med basis i Eurokodene, hvor de viktigste referansene er:

- NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016 Eurokode: "Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner", (heretter kalt Eurokode 0, [\[2\]](#))
- NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020 Eurokode 7: "Geoteknisk prosjektering, Del 1: Allmenne regler" (heretter kalt Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#)).
- NS-EN 1997-2:2007+NA:2008 Eurokode 7: "Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver" (engelsk tekst) [\[4\]](#).
- NS-EN 1998-5:2004+NA:2014 Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning. Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold (heretter kalt Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#)).

Prosedyrer og begreper som benyttes i standardene er innarbeidet i veiledningen, men tidligere anvendte prosedyrer og begreper er opprettholdt der dette kompletterer og ikke er i strid med standardene.

1.1.1 Skadekonsekvenser ved brudd

Skadekonsekvenser som vurderes, er skade på mennesker, økonomiske tap og verdiforringelse som kan angå samfunnet eller naboer, eller entreprenør og byggherre alene.

Geoteknisk kategori

Geoteknisk kategori velges i henhold til vegnormal [N200:2024, 1.1.1 \[1\]](#) og Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#).

Konsekvens- og pålitelighetsklasser

Konsekvensen av en skade inndeles i tre klasser etter Eurokode 0 [\[2\]](#), som vist i [tabell 1.1.1—1](#). Eurokode 0 [\[2\]](#) beskriver konsekvensklassene med eksempler knyttet til bygg. Det er i denne veiledningen lagt til en kolonne (siste grå kolonne) med veiledende kommentarer relatert til vegbygging. Klassifiseringen er ment å gi rom for faglig skjønn.

Tabell 1.1.1—1 — Definisjon av konsekvensklasser etter Eurokode 0 [2], tillagt kommentarer relatert til vegbygging med veiledende kriterier for valg av konsekvensklasse (grå kolonne)

Konsekvensklasse	Beskrivelse	Eksempel på bygg og anlegg	Veiledende kriterier for vegbygging
CC3	Stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, eller svært store økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Tribuner, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er store (f.eks. en konserthall)	ÅDT>8000*, eller svært viktig veg uten (eller med svært dårlig) omkjøringsmulighet. Nær trafikkert jernbane**. Fundamenteringsarbeider eller andre geotekniske tiltak med stor bruddkonsekvens.
CC2	Middels stor konsekvens i form av tap av menneskeliv, betydelige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Boliger og kontorbygg, offentlige bygninger der konsekvensene av brudd er betydelige (f.eks. et kontorbygg)	1500<ÅDT<8000*, eller mindre trafikkert viktig veg med vanskelig/dårlig omkjøring. Fundamenteringsarbeider eller andre geotekniske tiltak med begrenset bruddkonsekvens og god evne til å tåle deformasjoner.
CC1	Liten konsekvens i form av tap av menneskeliv, og små eller uvesentlige økonomiske, sosiale eller miljømessige konsekvenser	Landbruksbygninger der mennesker vanligvis ikke oppholder seg (f.eks. lagerbygninger), drivhus	ÅDT<1500*. Gode omkjøringsmuligheter. Konstruksjoner med liten skadekonsekvens og god mulighet for reparasjon eller gjenoppbygging.
ÅDT = årsdøgnetrafikk; Det totale antall kjøretøy, i begge retninger, som passerer et snitt på en veg i løpet av ett år, dividert med 365. *) I byggefasen gjelder grensen for trafikkmengde på veg i nærheten som vil bli berørt ved en eventuell bruddsituasjon. For beregningssituasjoner relevante etter vegåpning gjelder dimensjonerende trafikkmengde for ferdig veg. **) Se Bane NORs tekniske regelverk [6] og teknisk designbasis for InterCity-strekningene [7].			

Ved vurdering av konsekvensklasse vektlegges det om den fasen som betraktes er midlertidig (anleggsfase) eller permanent. Trafikkmengdene knyttes til veg som kan bli påvirket i den aktuelle fasen. Normalt vil de fleste offentlige vegprosjekter komme inn under konsekvensklasse CC2 eller CC3, men for detaljer eller deler av et prosjekt vil det kunne være aktuelt å anvende CC1.

Eurokode 0 [2] definerer også *Pålitelighetsklasser* RC1 – RC3 som kan knyttes til *Konsekvensklasser*. Se vegnormal N200:2024, 1.1.3 [1] for sammenhengen mellom disse.

Det vises også til tabell NA.A1(901) i nasjonalt tillegg til Eurokode 0 [2] for veiledning til valg av konsekvensklasse/pålitelighetsklasse (CC/RC) for ulike byggverk, konstruksjoner og konstruksjonsdeler.

Konsekvensklasse for fundamenteringsarbeider for bruer

Iht. tabell NA.A1(901) i nasjonalt tillegg til Eurokode 0 [2] anbefales vegbruer plassert i konsekvensklasse CC3. Ved fundamenteringsarbeider for brukonstruksjoner vil konsekvensen ved et brudd være den samme for fundamenteringen som for selve konstruksjonen. Det anbefales at konsekvensklasse for fundamenteringsarbeidene plasseres i samme konsekvensklasse som konstruksjonen. Dette er i henhold til fotnote 1 i tabell NA.A1(901) i nasjonalt tillegg til Eurokode 0 [2] hvor det står at ved vurdering av pålitelighetsklasse for grunn- og fundamenteringsarbeider og

undergrunnsanlegg skal det også tas hensyn til omkringliggende områder og byggverk. Områder rundt konstruksjonen, som ikke påvirker sikkerheten og/eller stabiliteten til konstruksjonen, kan plasseres i en lavere konsekvensklasse.

Prosjekteringskontroll- og utførelseskontrollklasse

Eurokode 0 [2] opererer med prosjekterings- og utførelseskontrollklasser (PKK/UKK). Disse stiller krav til omfanget av prosjekterings- og utførelseskontroll i prosjekter.

I Eurokode 0 [2] velges prosjekterings-/utførelseskontrollklassene på bakgrunn av den valgte pålitelighetsklassen. I vegnormal N200:2024, 1.2 [1] stilles det krav om at disse klassene velges fra både geoteknisk kategori og pålitelighetsklasse. Vegnormal N200:2024, 1.2 [1] og Eurokode 0 [2] stiller samme krav, med kun ett unntak. Dersom man har et prosjekt i pålitelighetsklasse 1 og geoteknisk kategori 2, stiller vegnormal N200:2024, Krav 1.2.1—1 og N200:2024, Krav 1.2.2—1 [1] krav om å øke prosjekterings-/utførelseskontrollklassen til PKK2/UKK2; det vil si at kollegakontroll/intern systematisk kontroll kreves også i disse prosjektene.

1.1.2 Dimensjoneringsmetoder

Eurokode 7 - del 1 [3] beskriver tre ulike metoder for hvordan forholdet mellom dimensjonerende lastvirkning og dimensjonerende motstand skaleres med bruk av partialfaktorer for å ivareta sikkerheten. Det nasjonale tillegget til Eurokode 7 - del 1 [3] angir bruk av dimensjoneringsmetode 2 og 3 i Norge.

Dimensjoneringsmetode 2 og 3

Ved geoteknisk prosjektering benyttes dimensjoneringsmetode 3 i Norge i henhold til NA:2020 i Eurokode 7 - del 1 [3], med unntak ved prosjektering av peler hvor dimensjoneringsmetode 2 benyttes.

I dimensjoneringsmetode 3 benyttes partialfaktorer på påvirkninger (laster) og på grunnens fasthetsparametere. I dimensjoneringsmetode 2 benyttes partialfaktorer på laster eller lastvirkninger, og på grunnens beregnede motstand.

Prosjektering med disse dimensjoneringsmetodene og tilhørende partialfaktorer for laster og materialfasthet er forklart i det nedenstående og ved anvendte analysemetoder i etterfølgende kapitler.

Merknad: Metode 2 og 3 i Eurokode 0 [2] tilsvarer dimensjoneringsmetode 2 og 3 Eurokode 7 - del 1 [3].

1.1.3 Realistiske jordtrykk - Samvirkeanalyser

Dimensjoneringsmetode 3 ovenfor forutsetter at tilstrekkelige deformasjoner kan utvikle seg slik at en har kontinuerlige skjærflater med brudd i jordlegemet ved den aktuelle problemstillingen. For mange tilfeller med stive eller forankrede konstruksjoner vil ikke dette være situasjonen. Forankringen eller konstruksjonen i seg selv kan gå til brudd eller uakseptabel flytning før det kommer til brudd langs skjærflater i jordvolumet.

Eurokode 7 - del 1 [3] krever at realistiske jordtrykk, som tar hensyn til akseptable deformasjonstilstander, skal brukes ved dimensjonering av konstruksjoner. Eurokode 7 - del 1 [3] gir veiledning til hvordan jordtrykk som funksjon av deformasjon kan anslås med enkle metoder. Det beste er å gjennomføre numeriske analyser i form av samvirkeanalyser hvor konstruksjonen samvirker med omkringliggende jord, og hvor konstruksjonens og jordas stivhet inngår i analysen.

Ved samvirkeanalyser benyttes som regel karakteristiske verdier for stivhet og fasthet i alle materialer. Se nasjonalt tillegg til Eurokode 0 [2], NA.A1.3.1(5). Ved realistisk analyse av samvirket mellom jord og konstruksjon beskrives det der en framgangsmåte som følger prinsippene for dimensjoneringsmetode 2 hvor de beregnede karakteristiske konstruksjonskrefter faktoriseres for å oppnå dimensjonerende konstruksjonskrefter. For partialfaktorer henvises det til Eurokode 0 [2] tabell NA.A1.2(B).

Geoteknisk stabilitet anbefales kontrollert med dimensjoneringsmetode 3, ved reduksjon av fasthetsparametere ved kritiske byggefaser. For stive forankrede konstruksjoner kan en slik beregning, der konsekvensen av brudd i jordvolumet studeres, i en del tilfeller føre til større krefter i konstruksjonen enn hva som er tilfellet med dimensjoneringsmetode 2. Dette er en lastsituasjon som konstruksjonen er nødt til å tåle. I de fleste tilfeller vil det være gitt hvilken dimensjoneringsmetode som gir kritiske krefter i konstruksjonen, i andre tilfeller er dette vanskelig å forutse.

For å dekke ulike utslag i beregningsresultater som vil være avhengige av konstruksjonen og problemstillingen som analyseres, anbefales det å utføre beregninger med begge dimensjoneringsmetoder:

- i) Beregning med karakteristisk stivhet og materialfasthet. Faktorisering av opptredende snittkrefter i konstruksjonen (moment, aksialkraft, skjærkraft, ankerkrefter) i tilfeller der samvirke mellom jord og konstruksjon er dimensjonerende (tilsvarer metode 2 i Eurokode 0 [\[2\]](#))
- ii) Beregning med faktorisering av fasthetsparametere med γ_M etter at karakteristisk tilstand er beregnet ved kritiske byggefaser, der jordens skjærfasthet er avgjørende for sikkerhetsnivået og kreftene i konstruksjonen (tilsvarer metode 3 i Eurokode 0 [\[2\]](#)).

Anbefalt framgangsmåte for samvirkeanalyser er nærmere omtalt i [kapittel 9](#) og [kapittel 11](#), og i kursinnlegg ved NGF-kurs om geotekniske prosjekterings- og utførelsesstandarder, se Kavli [\[8\]](#).

1.1.4 Karakteristiske verdier av geotekniske materialegenskaper

Karakteristiske materialegenskaper for jord eller berg uttrykkes på den måten som er forutsatt i den analysemetoden som anvendes. Usikkerhet knyttet til materialegenskaper dekkes ved å dividere karakteristisk egenskap, X_k , med en partialfaktor, γ_M (eller multiplisere med γ_M hvis det er mer ugunstig). Dette gir dimensjonerende verdi, X_d , som benyttes til å beregne dimensjonerende motstand. Denne motstanden skal i henhold til Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) være lik eller større enn dimensjonerende lastvirkning.

Det er god praksis å vurdere resultatene av geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser med hensyn til hvor pålitelige og representative de er for den aktuelle løsmasseavsetningen. Resultatene kan eventuelt korrigeres på basis av erfaringsverdier. Se også [kapittel 3](#).

Når det gjelder karakteristiske skjærfasthets- og deformasjonsparametere for jord og berg angir Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) at den karakteristiske verdien av en geoteknisk parameter skal velges som et forsiktig anslag for den verdien som har betydning for grensetilstanden.

Forsøksgrunnlaget for parametervalg vil ofte bestå av flere typer lab- og feltforsøk. Sammenstilling og vektlegging av resultater fra ulike typer lab- og feltmålinger krever kunnskap om forsøksstekniske forutsetninger, anvendte tolkingsmodeller og grunnleggende materialoppførsel. Se også [kapittel 2](#) og [kapittel 3](#).

Ved valg av parametere er det grunn til å utvise forsiktighet med å utnytte styrke som er betinget av store deformasjoner. Store deformasjoner kan føre til at grensetilstanden inntreffer før styrken er mobilisert. Se også [kapittel 1.1.5.1](#) nedenfor.

Erfaringstall - geotekniske materialegenskaper

Dimensjonerende geotekniske parametere kan i henhold til Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) også estimeres direkte ut fra vurdering av erfaringsverdier, men Eurokoden sier da at de angitte partialfaktorene bør brukes som veiledning for nødvendig sikkerhetsnivå. Det anbefales å utvise forsiktighet ved slike vurderinger.

Dersom erfaringsdata alene legges til grunn for dimensjonering av et prosjekt, gjøres en nøye vurdering av de faktiske grunnforholdene og relevans av aktuelle parametere som da velges som et forsiktig anslag. Begrunnelse for parametervalget angis i beregningsdokumentasjonen i henhold til vegnormal [N200:2024](#), [Krav 1.3.2—9](#) og [N200:2024](#), [Krav 1.3.3.2—4](#) [\[1\]](#), og om nødvendig gjøres en vurdering av hvor sensitive resultatene er for variasjon av de ulike parameterne.

1.1.5 Grensetilstander

Analyser og beregninger som gjelder lastvirkninger, utføres ved hjelp av grensetilstandsmetoden. En konstruksjon eller en del av en konstruksjon sies å ha nådd en grensetilstand når den ikke lenger oppfyller den funksjon eller tilfredsstillende krav som den ble dimensjonert for. Følgende grensetilstander vurderes og eventuelt analyseres i henhold til prosjekteringsstandardene:

- bruddgrensetilstanden

- bruksgrensetilstanden

I bruddgrensetilstanden undersøkes også utmatting, ulykkessituasjoner og seismiske situasjoner, hvis relevant.

1.1.5.1 Bruddgrensetilstanden

Bruddgrensetilstanden skal i henhold til Eurokode 7 - del 1 [3] analyseres både i det jord- og bergvolum som utsettes for lastvirkningene og i de konstruksjoner som bæres eller støttes av dette volumet. Selv om tilstrekkelig sikkerhet mot utvikling av grunnbrudd og tap av likevekt er påvist, skal det i henhold til Eurokode 7 - del 1 [3] også undersøkes om forskyvningen av konstruksjonen eller deler av den er akseptabel.

Der det er relevant, undersøkes

- tap av likevekt i grunnen eller konstruksjonen (EQU)
- intern svikt eller for stor deformasjon i konstruksjonen (STR)
- svikt eller for stor deformasjon i grunnen (GEO)
- tap av likevekt pga. oppløft eller oppdrift (UPL)
- hydraulisk grunnbrudd (HYD)

Disse grensetilstandene er nærmere beskrevet i Eurokode 7 - del 1 [3].

Presisering i vegnormal N400 Bruprosjektering

For konstruksjonsanalyser ved geoteknisk prosjektering av bruer og andre konstruksjoner gjelder følgende (sitert fra vegnormal [N400:2025, Krav 6.2.5—1 \[9\]](#)):

"Følgende gjelder for valg av metode (metode 2 eller 3, se NS-EN 1990 og NS-EN 1997-1) ved kapasitetskontroller (STR) av betongkonstruksjoner som landkar, støttemurer, kulverter og hvelv med geotekniske laster:

- I beregninger der grunnens bæreevne inngår, skal dimensjonerende snittkrefter i konstruksjonen bestemmes med den ugunstigste av metode 2 og 3.
- I beregninger der grunnens bæreevne *ikke* inngår, skal valg av metode ved beregning av dimensjonerende snittkrefter i konstruksjonen vurderes for det enkelte tilfellet."

Merknad: Med metode 2 og 3 menes her dimensjoneringsmetode 2 og 3.

1.1.5.2 Utmatting

Der hvor sykliske eller andre variable laster kan påvirke skjærfastheten eller deformasjonsegenskapene i grunnen og eventuelle konstruksjonsmaterialer, krever Eurokode 7 - del 1 [3] at analysemodeller og parametervalg ivaretar dette. Slik påvirkning vil i jord kunne skje ved strukturforstyrrelse og/eller oppbygging av poretrykk. Det skal i henhold til Eurokode 7 - del 1 [3] påvises at slike lastvirkninger ikke vil kunne føre til at bruddgrensetilstanden inntreffer.

1.1.5.3 Ulykker

For konstruksjoner som vil kunne bli utsatt for ulykkeslaster og hvor brudd kan bli omfattende, eller utvikle seg progressivt, skal i henhold til Eurokode 7 - del 1 [3] bruddgrensesituasjonen analyseres spesielt. Kravet i Eurokoden er at det skal påvises at mulige, om enn lite sannsynlige, lastvirkninger ikke fører til at bruddgrensetilstanden inntreffer.

I geoteknisk sammenheng er bortfall av forankring eller stivere for støttekonstruksjoner et eksempel på en situasjon hvor lastsituasjonen betraktes som ulykkeslast. Se omtale i [kapittel 11](#).

Seismisk påvirkning (jordskjelv) er omtalt i [kapittel 16](#).

Ulykkeslaster og konstruksjonsanalyser for bruer og andre konstruksjoner er omtalt i vegnormal [N400:2025](#) [9].

1.1.5.4 Bruksgrensetilstanden

Bruksgrensetilstanden analyseres for å påvise at konstruksjonen i løpet av den forutsatte levetid ikke utsettes for forskyvning, deformasjon, erosjon eller annen nedbrytning som medfører at den ikke fungerer som forutsatt.

Setningskrav for veger er gitt i vegnormal [N200:2024, 1.5](#) [1]. Setningskrav for konstruksjoner er gitt i vegnormal [N400:2025, 7.1.5](#) [9].

1.1.6 Laster og partialfaktorer for laster, γ_F

Usikkerheter knyttet til lastenes størrelse og virkning, med unntak som nevnt nedenfor, dekkes ved at karakteristiske laster multipliseres med partialfaktorer. Dette gir dimensjonerende laster F_d .

$$F_d = \gamma_F \cdot F_{rep} \quad (1.1.6-1)$$

og

$$F_{rep} = \psi \cdot F_k \quad (1.1.6-2)$$

der F_k er opptredende karakteristisk last. Faktoren ψ er definert i Eurokode 0 [2] og blir benyttet for å beregne representativ verdi for kombinasjon av flere laster. Den generelle partialfaktoren for last betegnes som γ_F , men for å skille mellom partialfaktorene for permanente og variable laster benytter Eurokodene betegnelsen γ_G for permanente laster og γ_Q for variable laster.

For tyngden av jord og berg vil partialfaktoren for last kunne være forskjellig avhengig av om det foretas en geoteknisk dimensjonering (GEO) eller om dimensjoneringen gjelder et konstruksjonselement av betong, stål eller annet konstruksjonsmateriale (STR).

For stabilitets- og setningsberegninger benyttes vanligvis en partialfaktor på permanente laster, $\gamma_G = 1,0$, og variable laster, $\gamma_Q = 1,3$ (eller 0 hvis gunstig). For dimensjonering av fundamenter, støttekonstruksjoner etc; se supplerende tekst i [kapittel 1.1.5.1](#) med referanse til Eurokode 0 [2], punkt NA.A2.3.1 (5).

Trafikklaster

For trafikklaster ved stabilitetsberegninger benyttes lastnivåer angitt i vegnormal [N200:2024, 1.4.5](#) [1].

For trafikklaster på veg eller terreng ved prosjektering av konstruksjoner som støttemurer, landkar etc. benyttes reglene gitt i gjeldende trafikklastforskrift for bruer m.m. [10]. Dybdevirkning av trafikklast ved beregning av jordtrykk mot konstruksjoner er beskrevet i vegnormal [N400:2025, Krav 4.6-3](#) [9] og videre veiledning er gitt i [kapittel 10](#).

Arealer som ikke er regulert til spesielle formål, eller er uten noen form for virksomhet, blant annet sideskråninger, belastes iht. forskriften med $q = 5 \text{ kN/m}^2$ der dette er ugunstig. For gang- og sykkelveger brukes jevnt fordelt last $q = 5 \text{ kN/m}^2$ inntil konstruksjoner der dette er ugunstig, som angitt i vegnormal [N400:2025, Krav 4.6-3](#) [9] med veiledningstekst.

Trafikklast på anleggsveger eller annen midlertidig last på arealer utenom veg vurderes ut fra sannsynlig opptredende størrelse og utstrekning.

Trafikklast på jernbane kan finnes i Bane NORs tekniske regelverk [6].

1.1.7 Partialfaktor for materialegenskap, γ_M

I denne veiledningen brukes partialfaktoren γ_M i forbindelse med bruddgrensetilstanden.

γ_M	er partialfaktor for materialegenskap og tar hensyn til muligheter for at materialegenskapen avviker ugunstig fra den karakteristiske verdien. I tillegg tar den også hensyn til modellusikkerhet.
------------	--

Bruddgrensetilstanden

Sikkerhetsnivået i geotekniske arbeider er avhengig av omfang og pålitelighet av grunnlagsdata, tolkningene av disse, analyse, kontroll og oppfølging. Valg av partialfaktor er bare en av flere faktorer som påvirker sikkerheten.

Partialfaktor velges på bakgrunn av *konsekvensklasse* og *bruddmekanisme* som angitt i vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.2–1 \[1\]](#). Merk at partialfaktoren økes når faren for progressiv bruddutvikling i kvikkleire (sprøbruddmateriale) anses å være tilstede.

Ved usikkerhet vedrørende virkning av skade ved et eventuelt brudd, gjøres valget av konsekvensklasse konservativt.

Hvor det er mer ugunstig, skal karakteristisk fasthet av jord multipliseres med partialfaktoren i henhold til Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#). Dette kan f.eks. være relevant ved dimensjonering av konstruksjoner (STR) hvor passivt jordtrykk mobiliseres på grunn av temperaturutvidelse i konstruksjonen.

Karakteristiske materialegenskaper og partialfaktorer for konstruksjoner og konstruksjonselementer av stål, betong, tre osv. som inngår i geotekniske arbeider, omhandles i standarder for prosjektering av slike konstruksjoner (Eurokode 0 – Eurokode 8). Partialfaktorene sikrer således et tilstrekkelig lavt spenningsnivå til å gi en sikkerhet mot brudd.

Janbu [\[11\]](#) viste at innføringen av begrepet attraksjon gjør anvendelsen av partialfaktor noe enklere i enkelte sammenhenger:

$$\gamma_M = \frac{X_k}{X_d} \quad (1.1.7-1)$$

eller

$$\gamma_{M;\varphi'} = \frac{\tan \varphi'}{\tan \varphi'_d} \quad (1.1.7-2)$$

og

$$\gamma_{M;c'} = \frac{c'}{c'_d} \quad (1.1.7-3)$$

for effektivspenning

og

$$\gamma_{M;c_u} = \frac{c_u}{c_{u;d}} \quad (1.1.7-4)$$

for udrenert totalspenning

Med samme verdi for γ_M for $\tan \phi'$ og c' kan vi for effektivspenningsanalyser benytte

$$\tau_f = c' + \sigma' \cdot \tan \varphi' = (\sigma' + a) \cdot \tan \varphi' \quad (1.1.7-5)$$

og

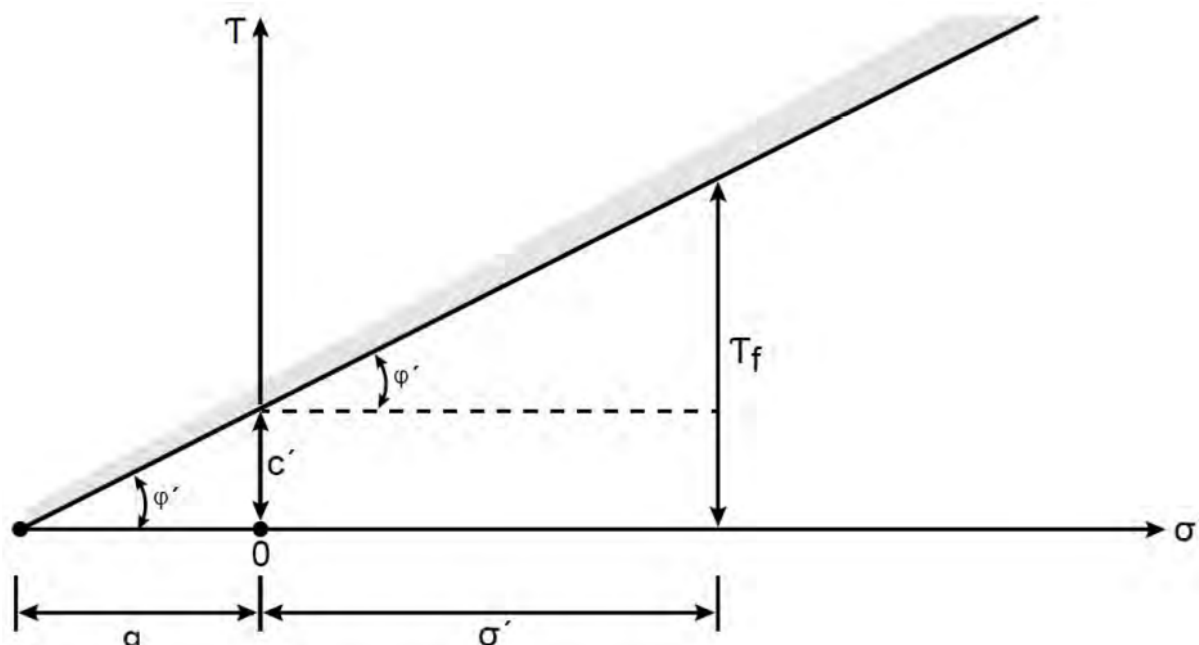
$$\tau_d = (\sigma' + a) \cdot \frac{\tan \varphi'}{\gamma_M} = (\sigma' + a) \cdot \tan \varphi'_d \quad (1.1.7-6)$$

hvor

$$c' = a \cdot \tan \varphi'$$

(1.1.7—7)

Sammenhengen mellom c' og a er vist i [figur 1.1.7—1](#).



Figur 1.1.7—1 — Definisjon av lineær skjærfasthet ved effektivspenningsanalyser. Etter Janbu [11]

Brukgrensetilstanden

Verdier av partialfaktorer for bruksgrensetilstanden settes normalt lik 1,0.

Analyse av konstruksjoner i bruksgrensetilstanden vil i geoteknisk sammenheng ofte innebære kontroll av deformasjoner. Dette gjøres ofte ved setningsberegninger eller ved bruk av beregningsprogrammer for analyse av samvirke jord/konstruksjon. Se bl.a. omtale i [kapittel 9](#) og [kapittel 11](#).

1.1.8 Geometriske data

Partialfaktorer for lastvirkninger og for materialegenskaper (γ_F og γ_M) tar hensyn til små variasjoner i geometriske data. Ved større usikkerhet velges geometrien til sikker side av det foreliggende grunnlaget, eller utledes i samsvar med kapittel 2.4.6.3 i Eurokode 7 – del 1 [3]. Det vil kunne legges vekt på angitte toleranser for utførelse og omfanget av utførelseskontroll.

1.2 Effektivspennings-/totalspenningsanalyse

For friksjonsmasser (sand, grus, sprengstein og sorterte knuste masser uten finstoff) anbefales det å benytte effektivspenningsanalyser. For finkornige jordarter (fin silt, leire) analyseres vanligvis relativt hurtige lastendringer ved totalspenningsanalyser eller med effektivspenningsanalyser hvor det tas hensyn til effekt av poretrykksendringer. For drenerte (langvarige) forhold benyttes effektivspenningsanalyse.

Ved effektivspenningsanalyser utgjør poretrykk en viktig faktor. Her forutsettes det at ugunstigste poretrykksforhold legges til grunn ved beregninger ut fra lokalkunnskap og målinger. Der poretrykk vil kunne representere kritiske forhold for prosjektet, f.eks. ved artesisk poretrykk, anbefales det at poretrykket overvåkes i byggefasen og eventuelt senere hvis ugunstig utvikling forventes.

Bruk av total- og effektivspenningsanalyser ved stabilitetsberegninger er nærmere beskrevet i [kapittel 5](#).

1.3 Dynamiske påkjenninger

Dynamiske påkjenninger kan i en del sammenhenger forårsake skred eller skader på konstruksjoner i tillegg til selve veien.

Jordskjelv

Krav til dimensjonering av konstruksjoner for seismiske påvirkninger er gitt i vegnormal [N400:2025, 5.13 \[9\]](#). For veg utenom konstruksjoner er krav til vurderinger og dimensjonering gitt i vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.6—2 \[1\]](#).

Jordskjelvanalyser og gjennomføring av disse er nærmere omtalt i [kapittel 16](#).

Vibrasjoner

Mulige stabilitetsproblemer forårsaket av vibrasjoner i forbindelse med anleggsaktivitet er omtalt i [kapittel 18](#).

1.4 Prosjekteringskontroll og utførelseskontroll

Omfang av geotekniske utredninger og leveranser i ulike faser av planlegging og prosjektering er beskrevet i vegnormal [N200:2024, 1.3 \[1\]](#).

Krav til kontroll av geotekniske arbeider i forbindelse med planlegging, prosjektering og anleggsutførelse er gitt i vegnormal [N200:2024, 1.2 \[1\]](#).

Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) påpeker at geoteknisk prosjekterende skal angi behov for kontroll og overvåking av utførelse, og beskrive dette så langt det er behov i geoteknisk rapport eller - notat.

Forhold som det er behov for å kontrollere under byggingen, eller som krever oppfølging etter byggingen, identifiseres tydelig. Når relevante kontroller er utført under byggingen dokumenteres de som et tillegg til prosjekteringsrapporten.

Når utførelseskontroll baseres på målinger anbefales det at den geotekniske prosjekteringsrapporten (eller tilhørende teknisk notat) angir:

- formålet med hvert sett med observasjoner eller målinger
- delene av konstruksjonen eller anleggstiltaket som man vil overvåke
- hyppigheten av målingene
- måten resultatene vurderes på
- variasjonsområdet som resultatene forventes å ligge innenfor
- grenseverdi(er) for varslings eller alarm
- varigheten av overvåkingen etter at anleggsarbeidene er avsluttet
- hvem som er ansvarlig for målinger og observasjoner, for tolkning og vurdering av oppnådde resultater og for vedlikehold av måleinstrumentene

1.4.1 Utvidet kontroll vs. uavhengig kontroll

Utvidet kontroll og uavhengig kontroll er to ulike former for kontroll. Det er viktig å kjenne til forskjellen på disse slik at man bestiller riktig type i et prosjekt.

Utvidet kontroll

For prosjekterings- og utførelseskontroll benytter Eurokode 0 [\[2\]](#) begrepet utvidet kontroll om kontrollen som utføres i PKK2 og PKK3, samt UKK2 og UKK3. Se også vegnormal [N200:2024, 1.2 \[1\]](#) for krav til kontroll og krav til kontrollørens uavhengighet. Disse kontrollene innebærer faglig gjennomgang og vurdering av det som kontrolleres.

Uavhengig kontroll

Uavhengig kontroll er en type kontroll som utføres i forbindelse med byggesaksbehandling. Dette er en type kontroll offentlig veg er unntatt fra i henhold til byggesaksforskriftens (SAK 10) § 4-3 bokstav a [\[12\]](#). Sammenlignet med utvidet kontroll er denne kontrollen mer en systemkontroll.

1.5 Valg av tiltakskategori ved vurdering av områdestabilitet

Behov for utredning av områdestabilitet i terreng med kvikkleire eller sprøbruddmateriale er omtalt i TEK17 [\[13\]](#) med tilhørende veiledninger. Omfanget av utredning, kvalitetssikring og sikkerhetsnivå er gitt i NVE veileder nr. 1/2019 [\[14\]](#), basert på en klassifisering i tiltakskategorier. I [tabell 1.5—1](#) er det gitt veiledende kommentarer for valg av tiltakskategori i tilknytning til vegprosjekter. Dersom man ikke har andre tungtveiende grunner anbefales det at [tabell 1.5—1](#) legges til grunn. Tiltakskategori velges i samråd med byggherre og skal alltid begrunnes jf. NVE veileder nr. 1/2019 [\[14\]](#). Det kan vurderes å klassifisere ulike deler av en veg i forskjellige tiltakskategorier.

Tabell 1.5—1 — Anbefaling for valg av tiltakskategori for vegprosjekter

Tiltakskategori etter NVE. Type tiltak som inngår i tiltakskategorien	Forslag til tiltakskategorier i vegprosjekter. Type tiltak som inngår i tiltakskategorien *)
K0: Små tiltak som medfører svært begrensede terrenginngrep. Lite personopphold. Ingen tilflytting av personer. Garasjer, naust, tilbygg/påbygg til eksisterende bebyggelse, frittstående uthus, redskapsbod, landbruk- og skogsveger.	K0: Mindre byggverk og anlegg som medfører svært begrensede terrenginngrep eller laster og svært lite trafikk (skogsbilveger, gårdsveger o.l.) Har tiltaket større omfang enn angitt i veiledningen til TEK 17 anbefales tiltaket klassifisert i K1 eller K3.
K1: Tiltak av begrenset størrelse. Lite personopphold. Ingen tilflytting av personer. Mindre driftsbygninger i landbruket, lagerbygg av begrenset verdi, lokale VA-anlegg, private og kommunale veger, mindre parkeringsanlegg og trafiksikkerhetstiltak (G/S-veg, midtdeler)	K1: — trafiksikkerhetstiltak, slik som gang- og sykkelveger, over- og underganger, tiltak i forbindelse med anlegg av midtdeler og lignende — busslomme eller andre mindre tiltak på eksisterende veg. — mindre forsterknings- og vedlikeholdstiltak — lokale VA-anlegg — private og kommunale veger — P-plasser for pendlere etc. Ved tvil anbefales klassifisering i K3.
K2: Tiltak som kun innebærer terrengendring; utgraving, opp- og utfylling og masseflytting Massedeponier, komposteringsanlegg, bakkeplanering/nydyrking, massetak, andre massefyllinger.	K2: Tiltak som vil påvirke områdestabiliteten negativt dersom det ikke gjennomføres stabiliserende tiltak utenom selve tiltaket. Dvs. arbeid som innebærer terrengendring; utgraving, fylling, masseflytting. Tiltak som medfører tilflytting av mennesker plasseres i tiltakskategori K3 eller K4. Eksempler: — massedeponier ** — bakkeplanering — andre massefyllinger — massetak — mindre forsterknings- og vedlikeholdstiltak Hvis tiltakets omfang er stort og/eller uoversiktlig, plasseres tiltaket i K3 eller K4.
K3: Tiltak som medfører tilflytting av personer med inntil to boenheter, større byggverk med begrenset personopphold eller tiltak med stor verdi.	K3: ÅDT ≤ 1500 Døgnhvileplasser og fergekaier. Veger med stor betydning og/eller manglende omkjøringsmulighet vurderes klassifisert i K4.

Tabell 1.5—1 — Anbefaling for valg av tiltakskategori for vegprosjekter (fortsettelse)

Tiltakskategori etter NVE. Type tiltak som inngår i tiltakskategorien	Forslag til tiltakskategorier i vegprosjekter. Type tiltak som inngår i tiltakskategorien *)
Bolighus/fritidsbolig med inntil to boenheter, større driftsbygninger i landbruket, lagerbygg med større verdi, mindre nærings- og industribygg, mindre utendørs publikumsanlegg, større VA-anlegg.	Klassifiseringen baseres på en helhetlig vurdering ut ifra risiko og sårbarhetsanalyser og andre relevante hensyn.
K4: Tiltak som medfører større tilflytting/ personopphold, samt tiltak som gjelder viktige samfunnsfunksjoner. Bolighus/fritidsboliger med mer enn to boenheter, sykehjem, sykehus, skoler, barnehager, idrettshaller, utendørs publikumsanlegg og nærings- og industribygg.	K4: ÅDT>1500 Klassifiseringen baseres på en helhetlig vurdering ut ifra risiko og sårbarhetsanalyser og andre relevante hensyn.
*) Det vises til nærmere omtale av tiltakskategorier i veiledning til Byggteknisk forskrift (TEK 17) §7-3 [13] .	
**) Større massedeponier bør vurderes å plasseres i tiltakskategori K3 iht. NVE veileder nr. 1/2019 [14]	

1.6 Oppdrift av konstruksjoner

Sikkerhetskrav for oppdrift av fyllinger av lette masser er gitt i vegnormal [N200:2024, Krav 1.11.4—2 \[1\]](#).

Sikkerhet mot oppdrift for konstruksjoner anbefales primært basert på egentyngde av konstruksjon og eventuell tyngde av jord som kan regnes som tillegg til egentyngden. Partialfaktorer for belastning (oppdrift) og egentyngde velges ut fra punkt NA.A.4 i nasjonalt tillegg (NA) til Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#).

Dersom det er aktuelt å regne med stabiliserende bidrag fra friksjon mot jord på siden av konstruksjonen benyttes dimensjonerende verdi for jordparametere med partialfaktor som angitt i tabell NA.A.16 i nasjonalt tillegg til Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#). Beregningen av friksjonsbidraget gjøres med konservative forutsetninger som påpekt i fotnote til tabellen.

Returperiode for maksimal vannstand ved oppdriftsberegning anbefales valgt til 200 år.

1.7 Sikkerhetsnivå for eksisterende veg

Vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.4—1 \[1\]](#) angir at sikkerhetsnivået ved utbedringer av eksisterende veg skal være tilsvarende som for ny veg. For mindre utbedringer angir vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.4—1.1 \[1\]](#) at det under gitte forutsetninger kan aksepteres at sikkerhetsnivået ved geoteknisk prosjektering ikke oppnår samme krav som for ny veg. Grunnlaget for dette er en gjennomgang av hva det er mulig å oppnå, i en helhetsvurdering hvor samfunnsnyttene veies opp mot sikkerhetsnivå og mulig konsekvens. I vurderingen vektlegges hvordan kontrollopplegg og andre grep vil gi grunnlag for å sikre gjennomførbarehet.

Momenter som hører med i denne vurderingen:

- formålet med utbedringen, inkludert ev. trafiksikkerhetsmessig forbedring
- god kartlegging av grunnforhold, topografi, vann, ev. pågående prosesser i terrenget
- begrenset påvirkning på situasjonen fra tiltaket som planlegges
- grundig vurdering av anleggsteknisk gjennomføring, midlertidige situasjoner etc.

- tydelig beskrivelse av begrensninger for utførelse (f.eks. restriksjoner på mellomlagring av masser, rekkefølgehensyn, seksjonsvis utførelse etc.)
- kontrolltiltak; omfang av prosjekteringskontroll og utførelseskontroll (se også [kapittel 1.4](#))

1.8 Gyldighet og fravik

V220 er en veiledning til vegnormal [N200:2024 \[1\]](#), og gir utfyllende beskrivelser og kommentarer til kravene i denne og andre av Statens vegvesens normaler og veiledninger, blant annet vegnormal [N400:2025 \[9\]](#).

Hjemmel og gyldighet for normalen er beskrevet i [N200:2024 \[1\]](#), hvor myndighet til å fravike krav for riksveger er angitt. Prosedyrer for dette og beskrivelse av tilsvarende prosess for fylkesveger og kommunale veger er beskrevet på Statens vegvesens nettsider [\[15\]](#).

1.9 Symbolliste

Tabell 1.9—1

Symbol	Forklaring
a	Attraksjon
c'	Effektiv kohesjon
c'_d	Dimensjonerende verdi av c'
c_u	Udrenert skjærfasthet
$c_{u;d}$	Dimensjonerende verdi av udrenert skjærfasthet
F_d	Dimensjonerende verdi av påvirkning
F_k	Karakteristisk verdi av påvirkning
F_{rep}	Representativ verdi av påvirkning
K0	Tiltakskategori 0
K1	Tiltakskategori 1
K2	Tiltakskategori 2
K3	Tiltakskategori 3
K4	Tiltakskategori 4
X_d	Dimensjonerende verdi av en materialelegenskap
X_k	Karakteristisk verdi av en materialelegenskap
$\gamma_{M;c'}$	Partialfaktor for effektiv kohesjon
γ_F	Partialfaktor for en påvirkning
γ_G	Partialfaktor for en permanent påvirkning
γ_Q	Partialfaktor for en variabel påvirkning
γ_M	Partialfaktor for en geoteknisk parameter (materialelegenskap) som også tar hensyn til modellusikkerhet
$\gamma_{M;cu}$	Partialfaktor for udrenert skjærfasthet
$\gamma_{M;\phi}$	Partialfaktor for friksjonsvinkelen ($\tan \phi'$)
ϕ'	Effektiv friksjonsvinkel
ϕ'_d	Dimensjonerende verdi av ϕ'
τ	Skjærspenning
τ_f	Skjærspenning ved brudd
τ_d	Dimensjonerende skjærspenning
ψ	Faktor for å konvertere karakteristisk verdi til representativ verdi

2 Grunnundersøkelser

2.1 Innledning

Dette kapittelet omhandler prosessen med å planlegge grunnundersøkelser, utarbeide borplan, rapportering og tolkning av grunnundersøkelser i forbindelse med vegprosjekter, grunnundersøkelsesomfang i de ulike plan- og prosjekteringsfasene, typiske problemstillinger og kvalitetssikring av resultater.

2.2 Bakgrunnsopplysninger

Det er viktig å forsikre seg om at all informasjon om grunnforhold er gjort tilgjengelig før borplanen utarbeides. De følgende delkapitlene gir informasjon om relevante bakgrunnsopplysninger som er nyttig ved utarbeidelse av borplaner.

2.2.1 Lokale og egne erfaringer

Erfaring fra tidligere grunnundersøkelser, byggevirksomhet og opplysninger fra lokalkjente (grunneiere og andre) gir verdifulle opplysninger om grunnforhold, erosjonsforhold, flomnivå og lignende.

2.2.2 Reguleringsplaner, kommune- og fylkesdelplaner

I offentlige planer ligger det inne planbestemmelser som legger føringer for hvordan sikkerheten mot bl.a. skred ivaretas i et område. Disse vil kunne gi innspill og føringer til hvor det er ekstra viktig å gjennomføre grunnundersøkelser.

2.2.3 Geotekniske undersøkelser

Det er i mange områder allerede utført et betydelig antall grunnundersøkelser, både for det offentlige og/eller for private oppdragsgivere.

Eksisterende grunnundersøkelsesdata og informasjon om NVEs kvikkleiresoner og Statens vegvesens kvikkleireområder hentes fra:

- NVEs kart [\[16\]](#) (atlas.nve.no) over kvikkleiresoner og marin grense. I denne kartløsningen ligger også Statens vegvesens kvikkleireområder inne.
- Statens vegvesens Rapportweb [\[17\]](#) (vegvesen.no)
- Grunnundersøkelsesdatabasen (GUDB) [\[18\]](#)
- Nasjonal Database for Grunnundersøkelser (NADAG) [\[19\]](#) (ngu.no)

GUDB og Rapportweb er data- og dokumenthåndteringssystemer som brukes i Statens vegvesen. Disse dataene vil gjøres tilgjengelig for offentligheten gjennom NADAG.

I tillegg vil kommuner, fylkeskommuner, andre offentlige aktører og private firmaer kunne ha data som ikke er publisert i NADAG ennå, og da vil det kunne være nødvendig å ta direkte kontakt med dataeiere.

2.2.4 Ortofoto/flybilder

Ortofoto (flybilder) er et godt hjelpemiddel, spesielt nyttig er kartene om de kombineres med terrengmodellen.

Forskjellige løsmassetyper gir ofte forskjellig groforhold for vegetasjon, skille for dyrka mark går ofte i grense mellom marine/lakustrine avsetninger og morenedekker. Områder med utbredelse av torv er også godt synlig på ortofoto.

Det er mulig å laste ned terrengkart fra Kartverket [20] (hoydedata.no). Her har man tilgang til terrengdata med og uten vegetasjon.

Historiske flybilder og kart vil kunne gi en god pekepinn på hvordan området har forandret seg gjennom tidene. Slike bilder og kart finnes bl.a. på nettsiden norgeibilder.no [21].

2.2.5 Karttjenester

Det finnes i dag en mengde varianter av karttjenester, både hos NGU [22] og NVE [16]. Det vises til deres nettsider for nærmere beskrivelse av karttjenestene. Det utvikles jevnlig nye kartprodukter, så denne oversikten er ikke komplett. Det er viktig å være klar over at informasjonen i karttjenestene vil kunne ha en del usikkerheter i seg.

NVE tilbyr bl.a. følgende karttjenester:

- kvikkleirefare, her vises både NVEs kvikkleiresoner, samt Statens vegvesens kvikkleireområder i samme kartinnsyn
- aktsomhetskart og faresonekart for skred i bratt terreng
- skredhendelser (se også [kapittel 2.2.8](#))
- flomsoner
- flomhendelser
- flom- og skredsikringstiltak

NGU tilbyr bl.a. følgende karttjenester:

- kvartærgeologiske kart (løsmassekart) - viser hvilken løsmasstype det er forventet å finne nærmest terrengoverflaten. Det vil kunne være andre løsmasstyper lenger ned i grunnen, som ikke fremkommer av kartet (jf. [Kapittel 4](#))
- marin grense – angis både som punkter og linje. Det er noe usikkerhet knyttet til kartlagt marin grense og det finnes tilfeller der man har funnet marin leire (inkludert kvikkleire) over kartlagt marin grense, men kartet gir en god indikasjon for forekomst av marine leirer jf. [Kapittel 4](#) og [kapittel 5](#).
- mulighet for marin leire - Datasettet viser hvor det potensielt vil kunne finnes marin leire - enten i terrengoverflaten eller under andre løsmasstyper. Kun områder med kartlagt løsmassedekning i tilstrekkelige målestokk (1:50.000 eller bedre) er inkludert i kartet. Datasettet dekker derfor ikke hele landet.
- nasjonal database for grunnundersøkelser (NADAG)
- berggrunn
- nasjonal grunnvannsdatabase (GRANADA). (Grunnvannsborehull gir bla. info om dybde til berg)
- geofysikk
- grus- og pukkeforekomster
- radon aktsomhetskart
- marine kart
- ustabile fjellpartier
- InSAR (se [kapittel 2.2.6](#))
- dypforvittringskart

Geologiske kart gir et relativt grovt bilde av de faktiske forhold. Inntegnede grenser for løsmasser og bergarter betraktes derfor som veiledende.

Direktoratet for samfunnssikkerhet og beredskap (DSB) har også en egen kartinnsynsløsning (kart.dsb.no) med temasider. Her finnes blant annet data om skred- og flomfare, transport av farlig gods, infrastruktur og om sårbare objekter som fredet natur og fredete kulturminner, sårbare bygninger og befolkningsdata.

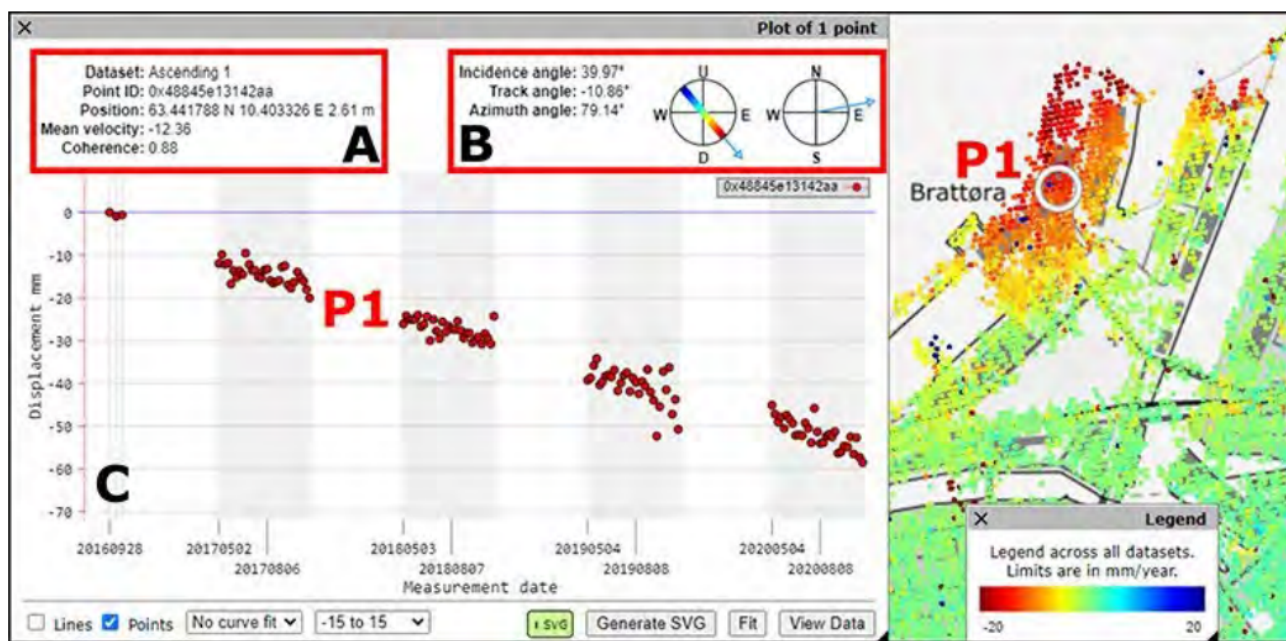
2.2.6 InSAR

Overvåking av overflatebevegelser med radarsatellitter gir økt forståelse av fysiske inngrep, samt oversikt og beslutningsstøtte. Reduserte kostnader og bedre avgjørelser vil kunne oppnås både før, underveis og etter gjennomføring av prosjekter ved å benytte InSAR-data sammen med annen geoteknisk informasjon.

InSAR er en metode som viser bevegelser for store områder målt med satellittbasert radar uavhengig av skydekke og lysforhold. InSAR står for interferometrisk syntetisk apertur-radar, også kalt radarinterferometri. Ved hjelp av flere gjentakende satellittbilder og avanserte algoritmer lages det et kart som viser bevegelser i terrenget på millimeterskala jf. [Figur 2.2.6—1](#). NGU drifter karttjenesten InSAR [\[23\]](#) (insar.ngu.no) hvor data fra Sentinel-1 satellittene er analysert og vist.

InSAR er en analysemetode hvor naturlige reflektorer i terrenget gjenkjennes fra bilde til bilde, og bevegelsen i reflektoren (terrenget) beregnes. Reflektorene er nødt til å være stabile, dette gjør metoden best egnet i områder med lite vegetasjon og i snøfrie perioder. Metoden egner seg godt til kartlegging av ustabile fjellområder og innsynking i urbane områder da bart berg og bygninger er gode reflektorer. Det er mulig å montere kunstige reflektorer hvis man ønsker bedre dekning i et område, eller dekning gjennom vinteren.

Målenøyaktigheten i metoden er avhengig av satellittens romlige oppløsning på landjorda og hvor ofte den passerer i samme bane. Sentinel-satellittene har en oppløsning på bakken på ca. 5·20 m, og det tas et nytt bilde hver 6. dag. Det finnes flere andre satellitter med bedre romlig oppløsning hvis dette kreves. Dette er som oftest betalingstjenester. Mer informasjon er tilgjengelig på NGU [\[24\]](#) (ngu.no/emne/insar-norge).



Figur 2.2.6—1 — InSAR målinger fra Brattøra, Trondheim (Hentet fra NGU [\[24\]](#))

2.2.7 Sjødybder

Kartverkets tjeneste [\[25\]](#) «Dybdedata» viser hvor det finnes moderne dybdemålinger av sjøbunnen (og elver/innsjøer), (dybdedata.kartverket.no). Fra territorialgrensen og inn til norskekysten er dybdedata med oppløsning bedre enn 50 m som hovedregel gradert informasjon. I slike områder er det mulig å

søke kartverket (sjodata@kartverket.no) om å få tilgang på dybde-dataene. Dette er nærmere omtalt i [kapittel 2.6.7](#).

2.2.8 Nasjonal vegdatabank (NVDB)

Nasjonal vegdatabank (NVDB) er en database med informasjon om vegnett, utstyr langs vegen og ulike objekter. Data i NVDB er enklest tilgjengelig via Statens vegvesens innsynsløsning Vegkart [\[26\]](#) (vegkart.no). Det er også mulig å laste ned data gjennom NVDB API for visning i ulike GIS-verktøy, og dataene finnes også som Web Map Service (WMS)/Windows Metafile Format (WFS) format.

Databasen er tilrettelagt for lagring av ulike typer geotekniske objekter i grunnen, og inneholder objekter av typen støttekonstruksjon, stagforankring, peler/plate, fylling, fyllingsskråning, skjæring, plastring/erosjonssikring, kalksementpeler, masseutskifting, saltstabilisering, vertikalsdren og armeringsnett. For enkelte objekttyper er det få objekter som er registrert foreløpig.

NVDB inneholder også informasjon om skredhendelser registrert på vegnettet. Disse registreringene blir overført til NVE og vises derfor også i NVE Atlas [\[16\]](#). NVDB viser noe mer informasjon om skredhendelsene enn det som vises i NVE Atlas [\[16\]](#).

2.2.9 Feltbefaring

Etter kartstudie med kvartærgeologiske kart (løsmassekart), topografiske kart og ortofoto er det viktig med feltbefaring. Dette gjøres som regel i forbindelse med planlegging av grunnundersøkelser. Det vises til [kapittel 4.2.1](#) for veiledning til overflatetegner som er typiske for ulike løsmassetyper.

2.3 Grunnundersøkelser

2.3.1 HMS

Risikovurdering i forbindelse med grunnundersøkelser anbefales alltid utført slik at uønskede hendelser slik som maskinvelt, maskin og mennesker tatt av skredmasser eller et ev. skred unngås. For videre detaljer vises det til Felthåndbok ved flom og skred [\[27\]](#). Arbeidet er regulert av interkontrollforskriften [\[28\]](#) ved undersøkelser ute i terreng, og i tillegg av byggherreforskriften [\[29\]](#) på oppdrag knyttet til bygging eller ifm. drift- og vedlikeholdsoppdrag.

Det er viktig å påse følgende før grunnundersøkelsene starter:

- at entreprenøren/grunnborer lager en sikker jobb-analyse (SJA)
- at bæreevnen på kjøretøy og arbeidsmaskiner er vurdert, og om det er nødvendig med grunnforsterkende tiltak eller lettere maskiner
- sørge for at sikkerheten er ivarettatt for rigg og mannskap
- at det brukes sikkerhetsutstyr i henhold til interne rutiner
- om det er behov for å holde området og maskiner under oppsyn med samband til fører, og identifisere retrettveg

2.3.2 Planlegging av grunnundersøkelser

Forut for en grunnundersøkelse utarbeides det en borplan, som angir boremetoder, plassering av borer og eventuelle anvisninger om utførelse.

Borplanen utarbeides på bakgrunn av planene for vegprosjektet og tilgjengelig bakgrunnsmateriale fra det aktuelle området, samt observasjoner ved befaring.

Resultatene gir grunnlag for å analysere de aktuelle geotekniske problemstillingene i prosjektet, slik som stabilitet, setninger, fundamenteringsløsninger, materialtak osv.

En mangelfull grunnundersøkelse eller grunnundersøkelser som utføres for sent i planprosessen vil kunne føre til mindre optimale løsningsvalg eller medføre problemer under anleggsperioden. Dette vil kunne føre til store kostnadsoverskridelser i prosjektet. Samtidig er grunnundersøkelser kostbart å gjennomføre. Det er derfor viktig å sørge for at bormetoder og omfang av undersøkelsene tilpasses problemstillingene i prosjektet.

Før en grunnundersøkelse settes i gang varsles grunneier. Dette er hjemlet i § 4 i "lov om overføring av fast eiendom" [30]. Loven krever at: «Grunneier skal i slike tilfeller varsles med minst 6 ukers frist for å komme med eventuelle innsigelser». Se også veiledning V222 Geoteknisk felthåndbok [31].

Det forutsettes at geotekniker, vegteknolog, ytre miljø og geolog samarbeider om utarbeidelsen av borplanen slik at det sikres at grunnundersøkelsene gjennomføres effektivt og ivaretar alle fagfeltenes behov, inkludert miljøforhold. For vegtekniske forhold gjelder dette for eksempel dimensjonering og frostsikring av overbygningen, mens geologene gjerne har behov for å undersøke bergoverdekningen til tunneler. I noen tilfeller vil det være aktuelt å samarbeide med arkeolog og kulturminnekompetanse.

Det anbefales at den som gjennomfører intern systematisk kontroll (kollegakontroll), og eventuell utvidet kontroll av prosjekteringsgrunnlaget, får borplanen til gjennomsyn før grunnundersøkelsene utføres slik at eventuelle mangler i planen avdekkes før grunnboringen har forlatt prosjektområdet. For ytterligere kvalitetssikring vises det til [kapittel 2.3.3](#).

For enklest å danne seg et bilde av grunnforholdenes variasjoner langs veglinjen plasseres som regel boringene i lengde- og tverrprofiler. Boringene gis identitet og plassering angis ved koordinater.

I borplanen er det vanlig å angi hvilken dybde det er nødvendig å bore ned til. Nødvendig boreddybde vurderes ut fra hva som prosjekteres. Det er også vanlig å angi om det er nødvendig å dokumentere dybden til berg eller ikke.

Av praktiske årsaker plasseres ofte boringene utenfor selve vegarealet ved grunnundersøkelser på eksisterende veg. Dette for å unngå hull i asfaltdekket, samt minimere trafiksikkerhetsrisikoen det er å ha riggen stående i vegbanen. Noen ganger er det nødvendig å bore i for eksempel midtrabatten for høytrafikkveger. Da vil det være aktuelt å stenge vegen og utføre arbeidet på nattestid. I slike tilfeller har man et begrenset tidsvindu for undersøkelsene og det er derfor ekstra viktig å ha planlagt undersøkelsene grundig.

Det er egne regler for arbeider ved eller nær jernbanesporet. Ved slike arbeider (inkl. grunnboring) søkes det tillatelse etter jernbaneloven §10 [32] fra Bane NOR.

2.3.2.1 Hensyn for å unngå skader

For å unngå skader er det nødvendig å sjekke følgende før grunnundersøkelsene settes i gang:

- kabelpåvisning
- sikkerhetsavstand til annen type infrastruktur som for eksempel tunneler, rør og andre undergrunnsanlegg
- kulturminner
- naturmiljø
- fare for forurensning (På land kan det også være fare for spredning av uønskede arter, og i vann kan det være fare for spredning av partikler)

Følgende problemstillinger vil være aktuelle å samarbeide med borlaget om ved utarbeidelsen av borplanen:

- Behov for arbeidsvarsling? Boring på og langs veg utløser et slikt behov.
- Er det tilkomst til området for riggen?
 - Veger, bommer o.l.

- Er det behov for å hugge skog for å komme til? Dette avklares med prosjektet, da det vil kunne medføre økte kostnader og kunne skade naboforhold.
- Er det aktuelt å bruke et løst boretårn?
- I noen borpunkter vil det være risiko for å ødelegge borutstyr eller at det er vanskelig tilkomst for borryggen. Noen borer er det uproblematisk å flytte på, mens andre er det viktig at blir utført nøyaktig der de er plassert.
- Er sikkerheten for borlaget god nok?
 - Er det høyspentmaster i området? Dette vil kunne legge begrensninger på valg av metode og plassering av borpunkter
 - Er det for bratt for riggen?
 - Andre HMS-forhold som bormannskapet har behov for å vite?
- Er det tilgang på vann til spyling?
- Det tilstrebes å minimere mulig skade på andres eiendom. Det ryddes opp etterpå og erstatning utbetales til grunneier dersom det har oppstått skade på andres eiendom.
- Behov for flåte?
- Videreformidle spesielle begrensninger for grunnundersøkelsen, for eksempel:
 - Naturmiljø
 - Kulturminner
 - Miljøhensyn
- Valg av tid for grunnundersøkelsen
 - Etter at åkeren er slått
 - Ved flåteboring vil is og kulde kunne skape problemer
 - Naturmiljø: gyteperioder, hekkesesong osv.
 - Bore fra isen istedenfor flåte
 - Snømengder
- Fare for artesisk utstrømning (se nærmere omtale i [kapittel 15](#) i denne veiledningen)

Det er viktig med godt samarbeid mellom borlag og geotekniker mens grunnundersøkelsene pågår. Geotekniker vil vanligvis ha behov for å justere og supplere borplanen etter hvert som borlaget får kartlagt grunnen.

Det vises i tillegg til Byggegrepveiledningen [\[33\]](#) for planlegging og gjennomføring av grunnundersøkelser.

2.3.2.2 Unngå skadelig grunnvannsutstrømning

Ved sonderinger kan man treffe på vannførende lag med artesisk trykk. Det vil si vanntrykk som står høyere enn terrengflaten. Dette kan medføre store problemer se nærmere omtale i [kapittel 15](#). Ved planlegging av grunnundersøkelser er det flere hensyn man kan ta for å unngå problemer/skader forårsaket av punktering av slike artesiske lag.

Felles for de fleste punkteringer er at de oppstår i forbindelse med totalsonderinger i leire som ligger i nærheten av høyereliggende terreng. For å vurdere om det kan være fare for punktering i et område anbefales det at man i forkant av grunnundersøkelser sjekker følgende:

- Terrengforholdene. Dersom man forventer leire og ser at det er høyereliggende terreng ved eller rundt leiren kan man risikere å påtreffe artesisk grunnvann. Det er vanlig å finne vannførende lag i overgangen mellom løsmasser og berg.
- Kvartærgeologisk kart [\[34\]](#) – om det kan forventes tette lag (f.eks. marine avsetninger). Se [kapittel 4](#) og [kapittel 15](#) for nærmere omtale.
- NADAG [\[19\]](#) Se om det er registrert leire eller poretrykksmålere ifm. tidligere grunnundersøkelser.
- Nedbørsfeltet. Størrelse og høydeforskjell gir et bilde av mengde vann som kan komme inn i et område.
- Om det er leire nedenfor ur- og skredavsetninger, se [kapittel 4](#) for nærmere omtale.
- Om det er bekker i området som starter som et utløp i løsmassene (oppkomme). Områder med slike bekker kan indikere artesisk trykk i dypere lag ned mot berg.
- Berggrunnskart ([Berggrunn \(ngu.no\) \[35\]](#)) gir informasjon om større svakhetssoner og orienteringen av disse. NGU har også kart som viser utbredelsen av dypforvitring ([Results - Geoscience Data Portal \(ngu.no\) \[36\]](#)). Svakhetssoner og dypforvitret berg kan være meget vannførende.
- NGUs InSAR kart gir informasjon om små bevegelser, se [kapittel 2.2.6](#). Områder med pågående setninger kan indikere drenering fra punkteringer. Punkteringer i forbindelse med etablering av bergbrønner forekommer, og disse blir ikke alltid tettet. En pågående lekkasje kan over tid drenere et større område. I slike områder er det fare for nye punkteringer.
- GRANADA - er det brønner med artesisk trykk i nærheten? Grunnvannstand i GRANADA er ofte underestimert siden den registreres like etter boring.

Se [kapittel 15](#) for tettetiltak dersom man påtreffer artesisk grunnvann. Planlegg for oppfølging av grunnundersøkelser slik at man bl.a. setter av tid til å sjekke alle borehull for utlekking før man forlater området.

2.3.3 Kvalitetssikring

Ansvarlig geotekniker i firmaet som utfører grunnundersøkelsene skal iht. NS 8020 [\[37\]](#) utføre en faglig vurdering og kontroll av resultatene. Det vil f.eks. innebære sjekk av mulige avvik fra borprosedyre for totalsondering (gjelder særlig markering for bruk av slag og spyling). Dette er viktig da det er svært vanskelig å få avklart slike forhold senere, samtidig som avvik fra borprosedyre eller feil i registrering av borparametere vil kunne bety svært mye i vurderingen av grunnens fasthet og egenskaper.

I henhold til NS 8020 – del 1 [\[37\]](#) stilles det krav til at kvalifisert operatør skal utføre en løpende kontroll av resultatene, og melde fra om avvik eller uforutsette forhold. Det vil i praksis si at avvik som et minimum angis i boreloggen.

2.3.4 Rapportering

Det vises til vegnormal [N200:2024, 1.3 \[1\]](#) for krav til dokumentasjon av grunnundersøkelser. Det vises også til Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) for krav til rapportering.

Det er viktig at spesielle forhold i forbindelse med utførelse av grunnundersøkelsene fremkommer av rapporteringen. Dette er nyttig informasjon både i prosjektet, men også for fremtidig gjenbruk av grunnundersøkelsene i forbindelse med nye prosjekter. Både grunnbørers og geoteknikers observasjoner fra befaringer og annen tilgjengelig informasjon om de geologiske og geotekniske forhold på stedet er nyttig å ta vare på i rapporteringen.

I retningslinje [R110:2023 \[38\]](#) er det angitt anbefalt innhold i en grunnforholdmodell. Dette gjelder f.eks. boringer, kjerneboringer, geofysiske undersøkelser, bergoverflate, berg i dagen, bergblotninger, lagdeling av ulike jordarter, løsmasseoverdekning, bergartsgrenser, svakhetssoner/forkastninger med egenskapsdata og utstrekning, representative strukturemålinger, vann, bekker og myrområder.

2.4 Grunnundersøkelsesmetoder

Alle typer grunnundersøkelser kan medføre skade på omgivelsene, og grundig forarbeid er viktig forebyggende tiltak (jf. [Kapittel 2.1](#)). Dersom det likevel oppstår skade anbefales det å alltid rette opp skadene. Med skade menes også punktering av artesiske akviferer. Selv om det enkelte borehull kanskje vurderes å ikke medfører skade, vil en samlet effekt av mange punkteringer kunne medføre skade på omgivelsene. Ulike tettemetoder er omtalt i [kapittel 15](#).

2.4.1 Geofysiske undersøkelser

Geofysiske undersøkelser som elektromagnetiske metoder AEM (3D-resistivitet), ERT (2D-resistivitet), GPR (georadar) og Ground EM-tjenester (Bakkebasert elektromagnetisk kartlegging av ledningsevne) er siste generasjons geofysiske verktøy. Disse, sammen med seismiske metoder, egner seg for oversiktskartlegging og kartlegging av løsmassenes mektighet. Metodene kan redusere behovet for tradisjonelle boringer og prøvetaking dersom undersøkelsene integreres med tradisjonelle geotekniske undersøkelser. Dette vil også kunne være nyttig ved kartlegging av materialtak og for vurdering av forholdene ved brufundamentering og tunnelpåhugg. Det henvises til NIFS rapport 126 /2015 [\[39\]](#), Byggegropveiledningen [\[33\]](#) og NGF melding nr. 12 [\[40\]](#).

For utførelse av seismiske metoder henvises det til SVV rapport nr. 305 [\[41\]](#) og SVV rapport nr. 733 [\[42\]](#).

2.4.2 Geotekniske bormetoder

[Tabell 2.4.2—1](#) viser hvilke jordarter de enkelte bormetodene egner seg for og viser hva boreresultatene gir opplysning om. Dette er hovedsakelig basert på erfaringer og praksis fra grunnundersøkelser utført i Statens vegvesen.

Tabell 2.4.2—1 — Egnethet av grunnundersøkellesmetoder (modifisert etter Byggegruppveiledningen [33])

Type	Utstyr	Egnet for undersøkelse i:						
		Torv	Leire og leirig silt	Sandig silt og sand	Grus	Morene, blokkrik grus og stein	Berg	Forurenset grunn
Sondering	Bergkontrollboring						•	
	Dreietrykksondering		•	•	o			
	Totalsondering	o	•	•	•	•	•	
	Trykksondering (CPTU)	o	•	•	o			
Prøvetaking	Graving	•	•	•	•	•		•
	Skovlboring	•	•	•				o
	Torvkanneboring	•						
	Naverboring	o	•	•				•
	Ramprøvetaking	o	o	o	•	•		o
	54mm prøvetaking	o	•	o				o
	76/95 mm	o	•	o				o
	Prøvetaking							
	Blokkprøvetaking		•					o
	Kjerneboring		o	o	o	o	•	
Vingebo ring			•					
GVS og poretrykk	Poretrykksmålere	•	•	•	•	•	o	
• <i>egnet</i> o <i>egnet under spesielle forhold</i>								

Ved geotekniske undersøkelser brukes sonderinger som registrerer grunnens relative fasthet, angir lagdeling og gir indikasjoner om materialtyper i grunnen. I dag benyttes hovedsakelig totalsondering, som gir oversikt over løsmassenes relative fasthet og tykkelser, samt dybder til berg. Normalt benyttes totalsondering før ev. andre geotekniske undersøkelser. Resultatene gir grunnlag for valg av plassering av andre undersøkelser slik som prøvetaking, poretrykksmåling, trykksondering osv. Sonderingsresultatene vil under arbeidets gang kunne gi grunnlag for å utvide eller redusere undersøkelsene. Resultatene vil også kunne medføre endringer av den opprinnelige borplanen.

I noen tilfeller vil det være hensiktsmessig å benytte trykksondering (CPTU), men denne metoden vil ikke kunne benyttes ved sondering i faste og steinrike lag. Det kreves forboring gjennom slike lag, og metoden vil ikke kunne benyttes for påvisning av bergoverflate.

For å bestemme skjærfastheten og deformasjonsegenskapene tas det uforstyrrede prøver. Ved prøvetaking brukes vanligvis 54 mm stempelprøvetaker. Det suppleres vanligvis med trykksondering ved samme punkt som prøvetakingen, samt flere andre punkter, for både parameter- og lagdelingsbestemmelse.

Geotekniske bormetoder brukes også i sjø. Ved grunne dyp (<25 m) benyttes vanligvis flåte, mens ved større dyp kan det benyttes motorisert sjøfartøy. Ute på åpen værutsatt sjø benyttes normalt spesialtilpassede sjøfartøy som kompenserer for bølger og har dynamisk posisjoneringssystem.

Tabell 2.4.2—2 — Oversikt over hva de ulike metoder gir opplysning om (modifisert etter Byggegruppveiledningen [33])

Metode	Gir opplysninger om:						
	Dybde til berg	Bergkvalitet	Relativ styrke, lagdeling	Jordartsklassifisering	Styrkeparametre	Andre jordartsparametre	Forurens et grunn
Bergkontrollboring	●	○					
Dreietrykks sondering			●	○			
Totalsondering	●		●	○			
Trykksondering			●	○	●	●	
Graving	○		○	●		●	●
Skovlboring				●		○	○
Torvkanneboring				●		○	
Naverboring			○	●		○	●
Ramprøvetaking			○	●		●	
54 mm prøvetaking			●	●	●	●	○
76/95 mm prøvetaking			●	●	●	●	○
Blokkprøvetaking			●	●	●	●	○
Kjerneboring*	●	●	●	○	●		
Vingebor					●		
Poretrykks målere**						●	
● gir god opplysning ○ vil kunne gi opplysning under spesielle forhold * Inkluderer Sonic drilling, S Geobor etc. ** Gir opplysninger om grunnvannsnivå eller grunnvannstrykk							

I de senere år er 3 m innboring i berg benyttet som standard innboringsslengde ved totalsonderinger for å påvise berg. I enkelte prosjekter, der det har vært ekstra viktig å være sikker på bergforløpet ved tunnelportaler har det vært boret opptil 8 m i berg for å være sikker på at man ikke har boret i en stor blokk. Det vises til NGF melding nr. 9 [43] for utførelse av totalsonderinger.

For krav til selve utførelsen vises det også til retningslinje R211 Feltundersøkelser [44]. For videre veiledning til selve utførelse vises det til veiledning V222 Geoteknisk felthåndbok [31].

2.4.3 Poretrykk og grunnvannstand

Poretrykk i leire kan måles med poretrykksmålere, som beskrevet i NGF-melding nr. 6 [45]. Det er også mulig å sette ned brønner i friksjonsmasser eller brønner i berg, og installere en trykkmåler som måler grunnvannstand i brønnene. Utforming av brønner i berg er beskrevet i NS3056:2012 [46].

Ved bruk av trykkmålere og poretrykksmålere er det viktig å korrigere for lufttrykk, se [kapittel 15](#). Det kan ta lang tid før grunnvannstanden eller poretrykket er stabilisert etter installering av brønn eller poretrykksmåler.

Poretrykksmålere installeres normalt i to eller flere dybder. Der det er boret til berg anbefales det å også installere en poretrykksmåler like over berg. Grunnvannstanden i berg påvirker ofte trykkfordelingen i leire. Poretrykk kan variere nedover i en avsetning avhengig av f.eks. lagdeling og topografi. I mange tilfeller kan høyt poretrykk skape utfordringer i forbindelse med peling, skråningsstabilitet osv. Det anbefales å installere poretrykksmålere tidlig for å få med årstidsvariasjon i grunnvannstanden, senest under reguleringsplanfasen. Se [kapittel 15](#) og Byggegruppeveiledningen [33] for nærmere beskrivelse av grunnvannsforhold ved prosjektering og beskrivelse av måling av grunnvann og poretrykk. Det måles over en lenger periode for å inkludere årstidsvariasjoner.

Det kan ofte lønne seg å avslutte rør for brønn eller poretrykksmåler 50 cm over terreng, eller høyere, eller markere de på en annen måte, slik at de er lette å finne igjen senere. På parkeringsplasser e.l. kan rørene avsluttes i kum.

2.5 Riggtyper

Borriggens vekt vil kunne påvirke borresultatene. Retningslinje R211 Feltundersøkelser [44] angir derfor et krav til at borrhigger forankres for å kunne gi 30 kN nedpressingskraft. Det finnes i dag borrhigger i markedet med ulik vekt.

Mindre og lettere rigger vil kunne være aktuelle der man ikke kommer til med annet utstyr. Men det vil da være nødvendig å ta hensyn til dette når man tolker boringene. Det er også viktig at dette fremgår av rapporteringen, slik at informasjonen tas vare på til eventuell fremtidig gjenbruk av grunnundersøkelsene.

Statens vegvesen har også fått utviklet et løst boretårn (jf. [Figur 2.5—1](#)) som kobles til en gravemaskin ved hjelp av en standard kobling og får tilført strøm og hydraulisk trykk fra denne. Utstyret fjernstyres og gir mulighet for alle grunnundersøkelsesmetoder i områder med vanskelig tilgjengelighet. Tårnet veier ca. 1 tonn, og er enkelt å transportere. Det er dessuten mulig å operere fra elektrifiserte gravemaskiner.



Figur 2.5—1 — SVVs løse bortårn montert på gravemaskinen «Langemann» Foto: NVE

2.6 Grunnundersøkelser ved typiske problemstillinger

Omfang og behov for grunnundersøkelser vil være ulikt i alle prosjekter. Det avhenger bl.a. av planfase, grunnforhold og det som prosjekteres. Dette kapittelet gir en forenklet oversikt over hvilke grunnundersøkelser som kan være aktuelle i noen prosjekter og ved enkelte spesielle forhold.

Hensikten med grunnundersøkelser er å fremskaffe data som gir grunnlag for å utforme prosjektene slik at en får:

- gode tekniske, økonomiske og bærekraftige løsninger
- nødvendig sikkerhet under bygging og drift
- grunnlag for kvalitetssikring av kostnadsberegninger

I de videre underkapitlene er det sett på ulike problemstillinger knyttet til vegprosjekter som grunnundersøkelsene vil gi grunnlag for å løse.

Behovet for undersøkelser og valg av undersøkelsesmetoder vil variere betydelig i ulike deler av landet, grunnet de lokale geologiske forhold, topografi og klima. Løsmassene varierer fra meget hard morene til løs torv. De største problemene ved vegbygging støter en på i de bløte og lite bæredyktige finkornige jordartene som silt og leire.

For å få en overordnet oversikt over grunnforhold kan det være nyttig å starte med geofysisk kartlegging jf. [Kapittel 2.4.1](#).

Geotekniske bormetoder brukes for å gi mer detaljert kunnskap om grunnforholdene jf. [Kapittel 2.4.2](#).

I forbindelse med massehåndtering kan det være nyttig å kartlegge eventuelle materialtak langs veglinja.

I forbindelse med stabilitetsberegninger er det i tillegg nødvendig å måle grunnvannstand og poretrykksfordelingen i grunnen jf. [Kapittel 5](#).

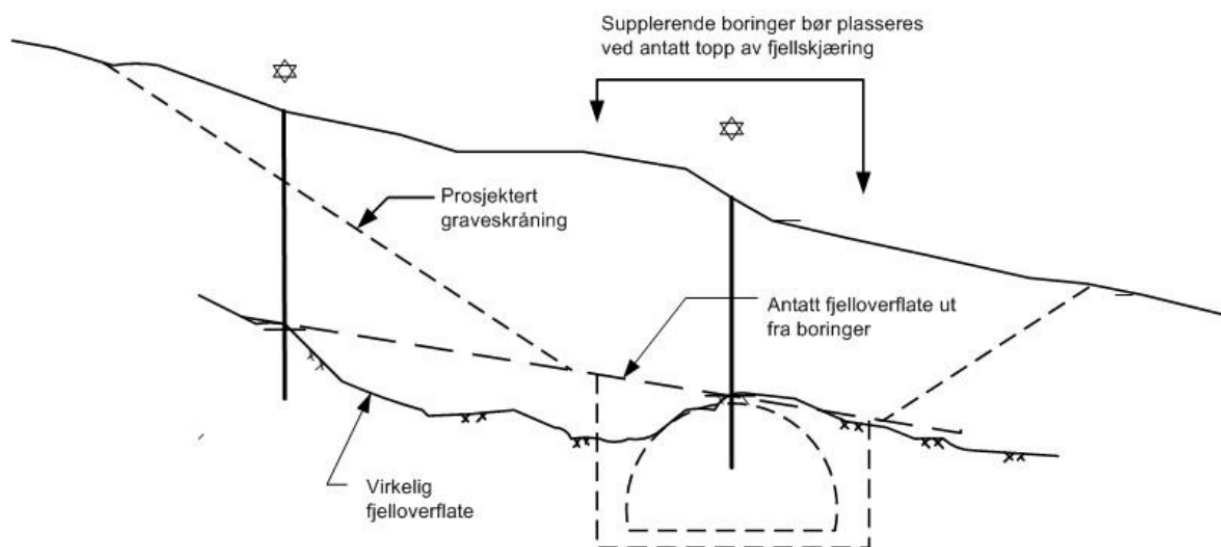
2.6.1 Skjæringer

Grunnundersøkelser utføres for å gi grunnlag til parametervalg som brukes i stabilitetsvurderinger, jf. [Kapittel 5](#). For krav til skjæringer og sikringstiltak se vegnormal [N200:2024, 1.12](#) og [N200:2024, 1.11 \[1\]](#).

Det er vanlig å plassere minst en boring i toppen og en i bunnen av en skjæring. Boringene plasseres i det tverrprofil der skjæringen har sitt største utslag, da dette vil være det mest kritiske snittet for stabiliteten av skråningen. Grunnundersøkelsene utføres til den dybden som vil kunne influere stabiliteten. Iht. NVE veileder nr. 1/2019 [14] skal sonderinger gjennomføres minimum ned til en dybde som tilsvarer $1,5 \cdot H$ under skråningstopp, der H er den totale skråningshøyden.

Poretrykket måles slik at det er grunnlag for å vurdere poretrykkssituasjonen etter uttak av skjæring, se kapittel 2.4.3.

Nøyaktig kartlegging av berg er viktig for masseberegningen og for å fastlegge skråningsutslag og eiendomsinngrep. Dette gjelder spesielt for kombinerte jord- og bergskjæringer.



Figur 2.6.1—1 — Nødvendig detaljeringsgrad ved kartlegging av bergoverflate

Der det er planlagt en bergskjæring der det er løsmasser i toppen av skjæringen, undersøkes dybden til berg i toppen av skjæringen for å undersøke hvor berget befinner seg. Dette for å sørge for at det reguleres nok areal. Vegnormal N200:2024, Krav 1.10.2—1 [1] krever at bergoverflaten skal renskes til minimum 2 m utenfor prosjektert skjæringstopp for bergskjæringen. Det er derfor vanlig å plassere boringen innerst på den planlagte berghylla. Dette for å undersøke om det er behov for å regulere ytterligere areal for å få en stabil løsmasseskråning i toppen av bergskjæringen. Ved løsmasseskråning på toppen av bergskjæringen vil det kunne være behov for en boring i toppen av denne løsmasseskjæringen for å kunne vurdere/beregne stabiliteten av denne. Se vegnormal N200:2024, 1.12.1 [1] for anbefalte skråningshelninger for ulike løsmassetyper for å kunne estimere hvor skråningen vil slutte i toppen.

Det er normalt behov for grunnundersøkelser for å vurdere erosjonsforhold. Iht. vegnormal N200:2024, Krav 1.12.1—1 [1] vurderes erosjonsforholdene i skjæringsskråninger. På dette grunnlaget utarbeides planer for erosjonssikring og for drenering av overvann og grunnvann i vegområdet. Grunnvannsuttrekk kan medføre erosjon. Dersom man ser grunnvannsuttrekk i området på befaring vurderes sikringstiltak for å unngå problemer med overflatestabiliteten.

Når bergoverflatens beliggenhet er avdekket vil man kunne beregne mengdene av løsmasser/berg i prosjektet. Masser fra skjæringer kan ofte gjenbrukes andre steder av bærekraftsyn, f.eks. kan tørrskorpeleire benyttes i leirfyllinger. Høykvalitetsmasser kan egne seg for bruk i vegkroppen. For å vurdere gjenbruk av masser er det nødvendig å undersøke massenes egenskaper og forurensningsgrad.

2.6.2 Fyllinger

Vegnormal N200:2024, Krav 1.13—1 [1] stiller krav til at det utføres nok grunnundersøkelser til å vurdere setnings- og stabilitetsforhold for fyllinger, slik at skråningshelninger har tilstrekkelig sikkerhet og at det

planlegges tilstrekkelige sikringstiltak. Grunnundersøkelser utføres også for å vurdere stabilitet av mellomlagrede masser, samt for å dokumentere at masser som legges i fyllinger er egnet til formålet.

For å kunne vurdere stabiliteten av fyllinger anbefales det å utføre grunnundersøkelser innenfor influensområdet. Boringene plasseres i de tverrprofilene der fyllingen får sitt største utslag, da dette vil gi de mest kritiske snittene for stabiliteten av skråningen. Mindre kritiske snitt undersøkes tilsvarende for å kunne se på utstrekningen av eventuelle svake lag, samt for å få med seg variasjonen i grunnforholdene. For grunnundersøkelser for vurdering av områdestabilitet henvises det til NVE veileder 1/2019 [14]. I forkant av boringene er det nødvendig å ta stilling til dybde av grunnundersøkelsene slik at stabiliteten til fyllingen kan dokumenteres og setninger vurderes.

Totalsondering, trykksondering, prøvetaking og poretrykksmåling er aktuelt for å kunne skaffe parametre for å regne på stabiliteten av fyllingen og eventuelle setninger, se [kapittel 5](#) og [kapittel 8](#).

Dersom fyllingen legges ut i vann er det ekstra viktig å kartlegge grunnforholdene slik at man har kontroll på stabiliteten jf. [Kapittel 5](#). I strandsonen er det viktig å kartlegge marbakkens beliggenhet, helning og stabilitetsforhold jf. vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.1—1 \[1\]](#). Det vises til vegnormal [N200:2024 \[1\]](#) for krav til fyllinger i vann. Sjøbunnskartlegging er nærmere omtalt i [kapittel 2.6.7](#).

Vegnormal [N200:2024, Krav 1.13.3.1—1 \[1\]](#) krever at det etableres fyllingssåle for fyllinger i terreng med en helning 1:3 eller brattere. Dersom det er berg ved fyllingssålen er det krav til sprenging for fyllingssåle og fortanning jf. vegnormal [N200:2024, Krav 1.13.3.2—1 \[1\]](#). Grunnforholdene kartlegges for å kontrollere om fyllingen blir liggende på løsmasser eller berg.

2.6.3 Setninger

Belastninger på finkornige materialer og løsmasser med høyt organisk innhold vil kunne føre til store og langvarige setninger. Grunnforholdene kartlegges ved sonderboringer, prøvetakinger og laboratorieanalyser. Kartleggingen omfatter vanligvis jordart, lagdeling og dybder til berg. Det fokuseres på områder som vil bli utsatt for økte belastninger, slik som fyllingsområder og konstruksjoner.

Setninger vil føre til størst ulemper i overgang til faste konstruksjoner, der konstruksjonen er fundamentert til berg, mens tilløpsfyllingen ikke er det.

Ved direktefundamentering av bruer er det viktig å utføre tilstrekkelig med grunnundersøkelser for å dokumentere akseptabel sikkerhet mot setningsskader. Det henvises til krav om setninger i vegnormal [N400:2025, 7.1.5 \[9\]](#). Bruer tåler sjeldent store deformasjoner, selv om det finnes enkelte brutyper som tåler mer setninger enn andre.

Krav til maksimalt tillatte setningsforskjeller på veg (for å ivareta bl.a. sikt) er gitt i vegnormal [N200:2024, 1.5 \[1\]](#). Det vises til [kapittel 8](#) for veiledning til setningsberegninger.

2.6.4 Fundamentering av konstruksjoner

Ved planlegging og prosjektering i forbindelse med bygging av fundamenter, bruer, underganger, løsmassetunneler, støttmurer, skredoverbygg og andre konstruksjoner, er målsettingen med grunnundersøkelsene å finne optimale løsninger for:

- plassering av veglinjen
- type konstruksjon
- fundamentering
- kostnader

Normalt utføres grunnundersøkelser som gir informasjon om bæreevne og setningsforhold. Dette er avgjørende ved valg av fundamenteringsløsning og konstruksjonstype. Den endelige utforming av slike konstruksjoner vil kreve omfattende undersøkelser for de enkelte fundamentpunktene. Spesielt viktig er dette ved pelefundamentering, og/eller når det er aktuelt å fundamenter på såle og grunnen består av finkornige materialer.

Når det gjelder fundamentering for bruer og andre byggverk, vil en i første omgang utføre en orienterende kartlegging av grunnforholdene. Det brukes da sonderinger og prøvetaking i veg/bru - linja

inkludert seismikk ved behov. Når fundamentering er avklart i prinsipp og spenninndeling er bestemt, undersøkes det for de enkelte fundamentene. Disse dataene vil gi grunnlag for dimensjonering og prosjektering av f.eks. peler. Det vil i tillegg være aktuelt å utføre trykksondering og prøvetaking. I forbindelse med pelefundamentering til berg (jf. [Kapittel 12](#)) er det viktig å kjenne til grunnvannstrykk i- eller like over berg. Dette kan kartlegges ved f.eks. installere poretrykksmålere like over berg, eller ved å installere en brønn i berg.

Ved bruk av friksjonsspieler anbefales det at det tas prøver minimum hver 5 meter med måling av plastisitetsindeks (I_p) jf. [Kapittel 12](#). For nærmere omtale av plastisitetsindeks vises det til [kapittel 3](#) i denne veiledningen.

Når det er besluttet at det fundamenteres på peler til berg utføres det bergkontrollboringer (totalsonderinger), dette for å kunne bestemme lengder på pelene. Det er vanlig å plassere en boring i midten av fundamentet, samt en i hvert hjørne av det enkelte fundament. I tillegg undersøkes det rundt fundamentet for å sikre at man har en god oversikt over bergoverflatens lokale variasjoner, samt for å gi et grunnlag for å bestemme pelelengde og utforming av pelespiss, rammekriterier etc. Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) krediterer mer omfattende grunnundersøkelser med lavere korrelasjonsfaktorer ξ for å utlede karakteristiske verdier fra resultater fra grunnundersøkelser jf. [Kapittel 12](#).

Det er viktig å ha god kontroll på både dybde og bergkvalitet ved fundamentering til berg f.eks. ved sålefundamentering, borede peler, forankringer og spuntfot. Der det planlegges forankret spunt vil det også være nødvendig å utføre grunnundersøkelser for ankere, ikke bare i spuntlinje. Dette er viktig for å finne bergets beliggenhet ved ankere til berg, eller jordart og lagdeling for løsmasseankere, jf. [Kapittel 11](#).

Forundersøkelser og dimensjonering av erosjonssikring er nærmere omtalt i veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#) og i NVE veileder 4/2009 [\[48\]](#).

2.6.5 Områdestabilitet - kvikkleire

Vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.1—1 \[1\]](#) stiller krav til ivaretagelse av stabiliteten i vegprosjekter. Utredning av områdestabilitet gjøres i henhold til Byggeteknisk forskrift (TEK17) [\[13\]](#), med tilhørende NVE veileder 1/2019 [\[14\]](#). NVE veileder 1/2019 [\[14\]](#) stiller også krav til omfang og kvalitet av grunnundersøkelser i områder med kvikkleire (sprøbruddmateriale).

For vegprosjekter er det viktig å vurdere om vegen ligger i et område som kan rase ut (løsningsområde) og om skred fra områder rundt kan treffe og skade vegen eller konstruksjoner (utløpsområde), se [figur 2.6.5—1](#).



Figur 2.6.5—1 — Bilde av kvikkleireskred E18 Skjeggestad Foto: Frode Oset, Statens vegvesen

For å vurdere områdestabilitet er det nødvendig å befare området utenfor planlagt veglinje for å kartlegge mulige pågående deformasjoner av terrenget og erosjon i bekker og elver. Dette utføres ofte i samarbeid med hydrologiske og geologiske fagressurser. Dette for å prosjektere ev. stabiliserende sikringstiltak tidlig. Grunnundersøkelser utføres også utenfor selve utbyggingsområdet under *marin grense (MG)* og da særlig innenfor områder der det er stor sannsynlighet for å påtreffe kvikkleire (sprøbruddmateriale), se [kapittel 4](#) i denne veiledningen, NGU [\[49\]](#) og NVE [\[50\]](#) for marin grense.

Ved grunnundersøkelser i områder med kvikkleire (sprøbruddmateriale) søker man som regel å finne størrelsen på området som vil kunne løsne ved et eventuelt skred. Borplanen vil derfor kunne bli utvidet med flere boringer mens grunnundersøkelsen pågår for å avgrense løsneområdet. Det anbefales å vurdere aktuelle/kritiske snitt for stabilitetsberegninger i planleggingen av borpunktene.

NVE veileder 1/2019 [\[14\]](#) anbefaler dreietrykkssonderinger fremfor totalsonderinger for å kartlegge kvikkleire (sprøbruddmateriale). Totalsonderinger benyttes dersom det er nødvendig å komme gjennom faste lag, der massene vil kunne inneholde mye stein og blokk, eller der det er behov for sikker bergpåvisning. Sonderboringene suppleres ofte med trykksondering (CPTU), prøvetaking og proetrykksmålinger, for å fremskaffe materialparametere. Sikker påvisning av kvikkleire (sprøbruddmateriale) gjøres kun ved prøvetaking og konustesting i laboratoriet jf. [Kapittel 3](#).

Det anbefales at det utføres kontinuerlig prøveserie ved mistanke om kvikkleire (sprøbruddmateriale). Dersom man ikke får opp prøven på andre forsøk er det mulig å benytte sandfanger. Da vil prøven bli forstyrret, men omrørt skjærfasthet vil kunne måles.

For å kunne vurdere stabiliteten anbefales det å utføre grunnundersøkelser innenfor influensområdet. NVE veileder 1/2019 [\[14\]](#) anbefaler å utføre grunnundersøkelser ned til en dybde på 1,5 ganger skråningshøyden.

I områder med kvikkleire (sprøbruddmateriale) nær inntil sprengningsområder anbefales det generelt at det utvises spesiell forsiktighet jf. [Kapittel 18](#). Berget kartlegges for å sikre at ikke slepper og svakhetssoner fører til at salven bryter direkte mot kvikkleire (sprøbruddmateriale). Dette for å unngå skred som følge av omrøring av kvikkleire (sprøbruddmateriale).

I strandsoner foretas kartlegging av terreng og grunnforhold i god avstand ut i vannet fra strandkanten, som regel ut til og forbi marbakken jf. vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.1—1 \[1\]](#). Det er viktig å vite hvor marbakken befinner seg for å kunne gjøre en god stabilitetsvurdering. For kartlegging av grunnforhold og skredfare i strandsonen vises det til NVE veileder 1/2019 [\[14\]](#) og til NVE-faktaark 4/2020 Skred i strandsonen [\[51\]](#).

Ved kryssing av vassdrag i områder med kvikkleire (sprøbruddmateriale) vil det som regel være behov for å undersøke erosjonsfaren i vassdraget både oppstrøms og nedstrøms for krysningspunktet for å kunne dimensjonere erosjonssikring eller andre stabiliseringstiltak.

2.6.6 Myrområder

I myrområder kartlegges torvtykkelser. Det vises til veiledning V222 Geoteknisk felthåndbok [\[31\]](#) og Roadex [\[52\]](#) for ytterligere informasjon.

Består grunnen av torv, humusholdige jordarter, bløt silt eller leire, vil bæreevnen være sterkt begrenset. Samtidig vil de nevnte jordartene kunne gi betydelige setninger ved belastning. Grunnundersøkelser utføres for å prosjektere nødvendige tiltak, f.eks. masseutskifting, tiltak mot setninger og stabilitetsproblemer etc. Av bærekrafthensyn ønsker man i størst mulig grad å bevare myrområder. Alternativt kan omlegging av veglinja vurderes.

2.6.7 Utbygging ved strandsonerområder

I forbindelse med vegbygging nær strandsonen, der det er behov for vurdering av områdestabilitet, stilles det krav til sjøbunnskartlegging ut til og forbi marbakken jf. vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.1—1 \[1\]](#). For å imøtekomme kravene til stabilitet kartlegges sjøbunnen tilstrekkelig til å vurdere både lokal- og områdestabilitet. Dvs. at dybde-dataene er tilstrekkelig detaljerte til å finne kritiske snitt. For områdestabilitet er også nødvendig å kartlegge sjøbunnen utenfor kritiske snitt for lokalstabilitet. Før utførelse av geotekniske sonderinger er det nyttig å bruke bunnpenetrerende geofysiske metoder for å kartlegge sjøbunnen. Dette gir bedre grunnlag for vurdering av plassering og tolkning av sonderinger. I tillegg kartlegges andre faktorer som tidligere skredhendelser, lengde og helning på skråning, ugunstig sjøbunnstopografi, pockmarks osv. (se [kapittel 4](#), NIFS-rapport nr. 41/2013 [\[53\]](#) og NIFS-rapport nr. 77/2014 [\[54\]](#)).

Dersom Kartverket ikke har detaljerte nok dybde-data kartlegges sjøbunnen med multistråle ekkolodd, se nærmere beskrivelse av metoden i NGU-rapport nr. 99.051 [\[49\]](#). Det er sjeldent tilstrekkelig å lodde for å få oversikt over dybdeforholdene. Lodding innebærer store usikkerheter noe som medfører en fare for å ikke oppdage de mest kritiske profilene (se f.eks. NGU-rapport nr. 2011.037 [\[50\]](#)). Pågående teknologiutvikling, f.eks. sivil kartlegging ved hjelp av undervannsdroner, viser lovende resultater og vil kunne bli et supplement i fremtiden.

Ved kartlegging av sjøbunnen med mer detaljert oppløsning enn 50 m er det vanligvis nødvendig å søke Kartverket (sjodata@kartverket.no), for å få nødvendig tillatelse. Kartverket viderefremidler søknaden til Forsvaret. Det henvises til Kartverkets hjemmeside for ytterligere opplysninger om utarbeidelse av søknad. Statens vegvesen ønsker at data ivaretas og systematiseres, og oppfordrer derfor prosjektene til å sende rådata og metadata til Kartverket etter innsamling.

Hvilken oppløsning som er nødvendig på dybde-dataene avhenger av hva som er viktig å kartlegge i prosjektet. Med en griddet modell med oppløsning på 0,5 m vil man f.eks. kunne avdekke skredarr og blokker på 1 m i diameter på sjøbunnen. Når det gjelder gridding av dybde-modell står det i Teknisk kravspesifikasjon for sjømåling [\[55\]](#) at en gyldig gridcelle inneholder minst 4 skuddpunkt, så dersom dybde-modellen griddes med 1 m oppløsning er det vanlig å ha 4 skuddpunkt per m². Jo dypere vannet er, jo større blir fotavtrykket, noe som også påvirker reell oppløsning i dybde-modellen. Det betyr at på større vanddyp, vil ikke detaljene på sjøbunnen komme fram. I Teknisk kravspesifikasjon for sjømåling [\[55\]](#) er det listet opp en del krav til nøyaktighet som vil kunne være nyttige å vurdere.

2.6.7.1 ROV og AUV, kartlegging på dypere vann

Dersom det er dypt vann (vanddybde over 100 m) og nødvendig med høy oppløsning på målingene (batymetrien), er det mulig å installere multistråle ekkolodd på en fjernstyrt undervannsfarkost (ofte forkortet med ROV: Remotely operated vehicle) eller autonom/selvstyrende undervannsfarkost (ofte forkortet med AUV (Autonomous underwater vehicle)).

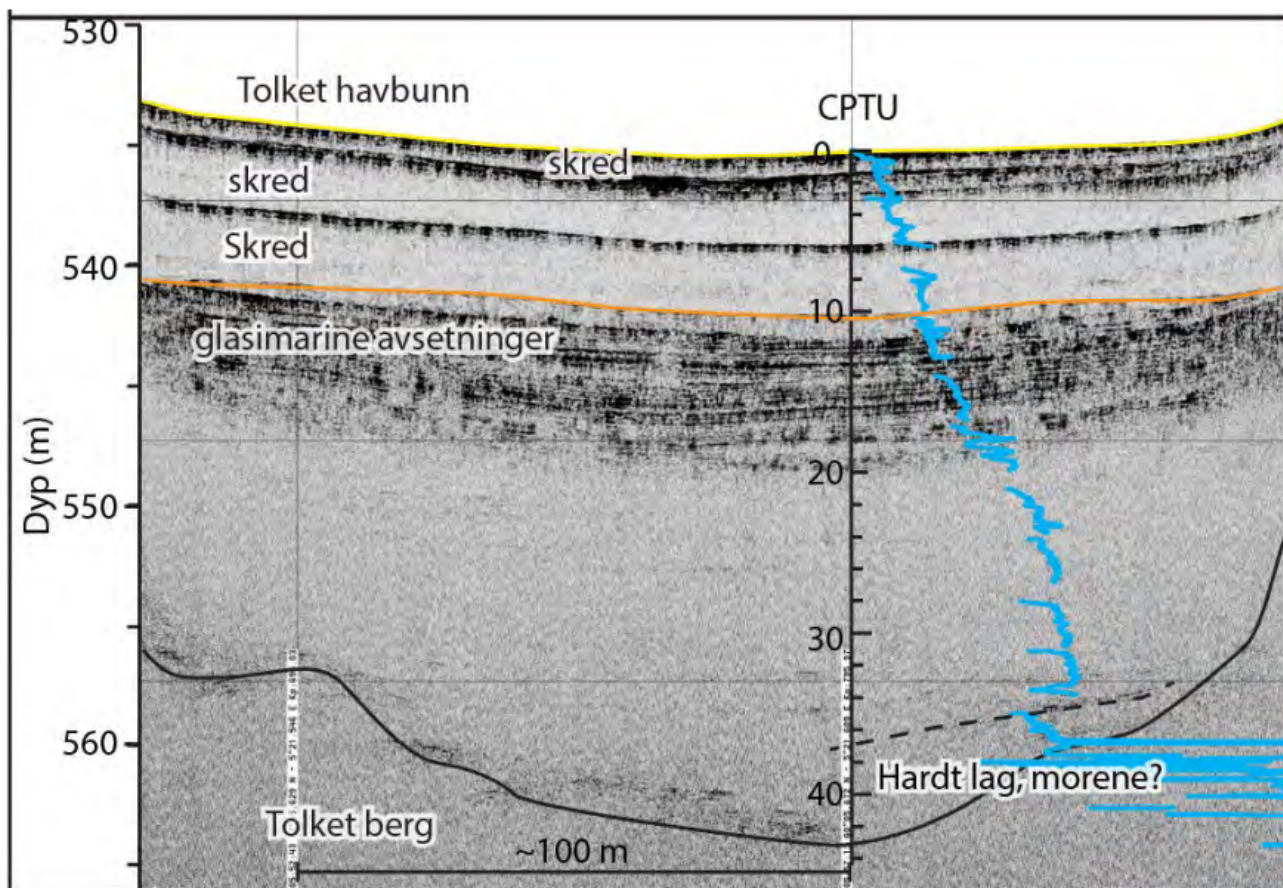
For en AUV blir ruten bestemt før farkosten slippes ut i sjøen og vil ikke kunne endres underveis. Man er derfor avhengig av gode nok dybde data til å utføre operasjonen. En ROV styres underveis og den har kamera. Dette gjør den bedre egnet dersom man mangler mye data i området man ønsker å undersøke. ROV har en bedre manøvreringsevne og egner seg ofte bedre der sjøbunnen er ujevn, og der det er bratte stigninger. En AUV gir mindre støy i akustiske data enn en ROV, som har flere motorer. ROV og AUV stilles inn på den flyhøyden over havbunnen som gir tilstrekkelig høy punkttetthet, lite nok fotavtrykk og ikke sidestøy (problemet med sidestøy gjelder primært bunnpenetrerende akustikk). Lavere flyhøyde gir mindre dekning, men høyere oppløsning.

Ved fundamentering av en bru der man er usikker på om det vil kunne være overheng under sjøen vil det kunne være nyttig å kartlegge med multistråle ekkolodd montert på en ROV. Det er da mulig å ha en vinkel på installert multistråle ekkolodd for å kartlegge også på skrått, dette vil gi bedre kontroll på eventuelle overheng og ugunstige sprekkplan.

2.6.7.2 Kartlegging av sedimentmektigheter i sjø

Dersom man ønsker å kartlegge tykkelsen av sedimenter i sjø og vann er det nyttig å bruke bunnpenetrerende akustiske undersøkelser, for eksempel sparker, boomer (begge er en type refleksjonsseismikk) eller bunnpenetrerende ekkolodd (ofte kalt sub-bottom profiler). Sistnevnte kan monteres både på sjøfartøy og på undervannsfartøy (ROV eller AUV). Undervannsfartøy er relevant der det er behov for detaljerte undersøkelser på store vanddyb. Enkelte instrumenter, bl.a. bunnpenetrerende ekkolodd, vil kunne kjøres samtidig med multistråle ekkolodd. Nærmere informasjon om metodene finnes blant annet i ISSMGE [56]. Ved denne type undersøkelser er det nyttig å vurdere hvilken penetrasjon og oppløsning som ønskes og hvor tett det er behov for profiler (dekningsgrad). Det er viktig å ha noen profiler som krysser hverandre. I tillegg er det viktig å unngå forstyrrende sidestøy i dataene.

Ved tolkning av bunnpenetrerende akustiske undersøkelser er det ofte nyttig å presentere datagrunnlaget sammen med tolkningen, se f.eks. [Figur 2.6.7.2—1](#). Det er også nyttig å legge resultater fra geotekniske sonderinger over akustiske profiler, noe som gjør det mulig å se endringer i egenskaper i sammenheng med endringer i akustiske profil.



Figur 2.6.7.2—1 — Tolket akustikk sammen med datagrunnlaget og CPTu sondering, slik at man får bedre oversikt over grunnforhold og laggrenser.

2.6.8 Skredhendelser

Ved skredhendelser vurderes behov for grunnundersøkelser ut fra skredets størrelse, fare for etterskred, behov for sikringstiltak etc.

Det er viktig å få tilgang på tidligere grunnundersøkelser så raskt som mulig. Eventuelle nye grunnundersøkelser planlegges med vekt på risikovurderinger og avstand til skredkant jf. [Kapittel 2.3.1](#).

For nærmere informasjon om opptreden ved skredhendelser vises det til Felthåndbok ved flom og skred [\[27\]](#).

2.6.9 Vegoverbygning og drenering

Der vegens planum ligger i eksisterende løsmasser fastsetter vegnormal [N200:2024, 3.1.3 \[1\]](#) at det skal gjennomføres grunnundersøkelser for å fastlegge telefarlighet og bæreevnegrupper for vegen. I noen tilfeller er undergrunnen så svak at det er behov for forsterkningstiltak for å få en god nok plattform for vegoverbygningen. Der det er mulig av bærekraftshensyn samt miljømessige, økonomiske og praktiske årsaker gjenbrukes oppgravde masser fra f.eks. skjæringer til oppbygning av vegoverbygning. Av bærekraftshensyn er det nødvendig å kartlegge tilgang på nærliggende materialer fra sidetak, grustak, og/eller massetak i berg i området der det bygges. Materialene undersøkes for å kartlegge telefarlighet, fasthetsegenskaper og massevolum. Representative prøver tatt opp med skovl (poseprøver) vil som regel gi god nok kvalitet. Materialundersøkelsene gir grunnlag for å beskrive utlegging og oppbygging av fylling, samt valg av egnet utstyr for planering og komprimering til akseptabel tyngdetetthet.

For eksisterende veg under utbedring tas det ut prøver av overbygningen for å avdekke hvordan oppbyggingen er og om massene er egnet for gjenbruk. Prøvegraving vil kunne gi en god oversikt over eksisterende forhold for å finne riktige løsninger for utførelse. Dette er en relativt vanskelig operasjon i

praksis. Man klarer sjelden å gjenbruke forsterkningslag som forsterkningslag. Massene blir som oftest blandet under gravearbeidene og er dermed ikke egnet til gjenbruk. Ved prøvetaking vil man avdekke om massene er mulige å gjenbrukes i for eksempel frostsikringslaget.

Massetak i berg kartlegges og undersøkelserne gir opplysninger om bergart, kvalitet (både innhold av tungmetaller og teknisk kvalitet), fasthetsegenskaper, bestandighet, forvitringsegenskaper og mengdene som er mulig å ta ut.

For å kunne prosjektere et tilfredsstillende dreneringssystem, undersøkes vannmengde og mulige dreneringsveger for overvann samt måling av grunnvannstand, og om nødvendig vannstrømning i grunnen. De registrerte måledata legges til grunn når en prosjekterer og dimensjonerer stikkrenner, drensledninger og andre tiltak som er nødvendig for å hindre skader og ulemper som vann på og i grunnen vil kunne forårsake. For nærmere omtale av vannhåndtering vises det til veiledning [N-V240:2023](#) [\[57\]](#) og veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#).

2.6.10 Tunnel

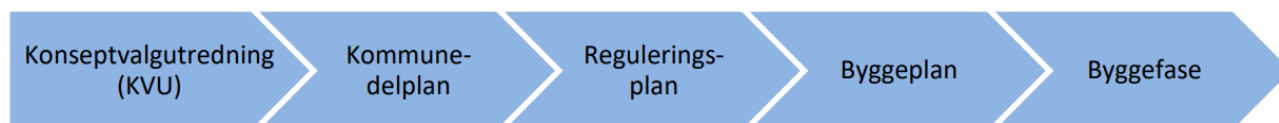
Krav og veiledning til forundersøkelser for tunneler i berg er gitt i vegnormal N500 Vegtunneler [\[58\]](#) og veiledning V521 Geologi og bergsikring i tunnel [\[59\]](#). For deler av planleggingen og prosjekteringen av tunneler er det også behov for geotekniske grunnundersøkelser, blant annet for kartlegging av tunnelpåhugg, bergtopografi langs traseen, løsmasseoverdekning, poretrykksforhold, setningspotensiale etc. Det er ofte nødvendig å vurdere hvor store setninger som kan oppstå ved permanent grunnvannssenkning innenfor tunnelens influensområde. Influensområdet kan strekke seg flere 100 m fra tunneltraseen.

For tunnelpåhugg og byggegroper vises det til omtale i Byggegroppveiledningen [\[33\]](#).

For tunneler i løsmasser tilpasses type og omfang av grunnundersøkelser i det aktuelle prosjektet. Det er viktig å kartlegge lagdeling i grunnen, grunnvannsforhold, permeabilitet og poretrykksituasjon. Det vil kunne bli behov for prøvetaking i til dels faste, steinholdige løsmasser.

2.7 Grunnundersøkelsesomfang i ulike prosjektfaser

Behovet for kunnskap om grunnforholdene øker utover i planprosessen ettersom kravene til kalkylenøyaktighet øker. Vegnormal N200 Vegbygging [\[1\]](#) stiller krav til omfang av grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger i kommunedelplan, reguleringsplan og byggeplan jf. [N200:2024, 1.3](#). Dette for å sikre at det som planlegges bygd er mulig å bygge innenfor kravet til detaljeringsnivå i kostnadsoverslaget i det enkelte plan- og prosjektnivå. I de videre underkapitler beskrives behovet for grunnundersøkelser i de ulike fasene frem til byggefasen.



Figur 2.7—1 — Vegprosjekters faser frem til byggefasen

2.7.1 Konseptvalgutredning (KVU)

For store prosjekter, med en antatt investeringskostnad på over 1 mrd. kr gjennomføres en konseptvalgutredning (KVU). I en KVU analyseres transportbehov og andre samfunnsbehov og ulike konsepter vurderes for å løse behovene. Konseptet som velges vil være grunnlaget for videre planfaser.

Det vil kunne være behov for å undersøke kvartærgeologiske kart og sammenstille eksisterende grunnundersøkelser i det aktuelle området. Leveransen vil gjerne være et notat med oversikt over eksisterende data. I enkelte prosjekter, der grunnforholdene vil være førende for valg av konsept, vil det kunne være behov for å gjennomføre grunnundersøkelser og/eller geofysiske undersøkelser. Dette vil kunne påvirke kostnadsbildet og dermed prosjektets netto bidrag til samfunnsøkonomisk verdiskapning.

2.7.2 Kommunedelplan

I kommunedelplanen avklares overordnede prinsipper for den framtidige vegutbyggingen, slik som valg av endelig vegtrasé, plasseringer av kryss, vegstandard, bruk og vern av arealer nær vegen og byggegrenser. Vegnormal [N200:2024, 1.3.1 \[1\]](#) stiller krav til omfang av grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger i kommunedelplan.

Kommunedelplanen resulterer i en korridor som fremtidig veg vil ligge innenfor. Grunnundersøkelser og/eller geofysiske undersøkelser gjennomføres for å avklare gjennomførbarhet, dvs. at det er mulig å bygge vegen innenfor det avsatte arealet, samt for å avdekke forhold som påvirker kostnadsoverslaget.

Grunnundersøkelser utføres for å avdekke om det finnes kvikkleireområder eller skredfarlige områder i planområdet. Det undersøkes også om det er mulig å fundamenter eventuelle konstruksjoner. I denne fasen er det viktig å avklare gjennomførbarhet og eventuelle store usikkerheter i kostnader.

Vegnormal N500 Vegtunneler [\[58\]](#) stiller krav til geologiske forundersøkelser i kommunedelplan for tunnelprosjekter. Det er derfor vanlig med et samarbeid mellom geolog og geotekniker om grunnundersøkelsene for å sikre tilstrekkelig bergoverdekning for tunneltraseen. Dersom tunneltraseen planlegges å ligge under store bebygde områder med svært setningsømfintlig grunn vil dette kunne påvirke kostnadsbildet.

I kommunedelplanfasen vil prosjektet ofte ha behov for å undersøke svært mange mulige vegtraseer. Geofysiske undersøkelsesmetoder vil derfor kunne være godt egnet i denne fasen. Med bruk av geofysikk vil man kunne få en god oversiktskartlegging av store områder på kort tid. Det vil bl.a. kunne gi svar på berggrunnens beliggenhet og gi en indikasjon på løsmassetyper i området. Resultatene gir et godt grunnlag for å identifisere områder der det er behov for supplerende grunnundersøkelser.

I noen tilfeller vil det være kostnadsreduserende for prosjektet å undersøke noe ekstra i kommunedelplanfasen slik at man har et bedre grunnlag i oppstarten av reguleringsplanen. Dette vil for eksempel kunne være der man har få veglinjer som utredes eller man borer fra flåte. For flåteboring er rigging ekstra dyrt, og det vil kunne være hensiktsmessig å bore nok for reguleringsplanen for å kunne slippe å måtte bruke flåte igjen i senere faser. Dersom det er behov for en utvidet detaljering avklares det med prosjektledelsen i det enkelte prosjekt.

Det er viktig med et godt tverrfaglig samarbeid med andre fagfelt og gjennomgang av tilgjengelig bakgrunnsopplysninger i denne fasen. Prosjektet har ofte store muligheter for å tilpasse veglinjene til de stedlige forhold.

Da grunnundersøkelsene ofte dekker flere ulike vegtraseer vil det kunne være hensiktsmessig å utarbeide flere delrapporter som dekker ulike områder eller traséer. Dette for å forenkle gjenbruken av data i senere faser.

2.7.3 Reguleringsplan

I reguleringsplanen settes det av et areal til den framtidige vegen og det markeres hvordan arealene planlegges benyttet. Vegnormal [N200:2024, 1.3.2 \[1\]](#) stiller krav til omfang av grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger i reguleringsplanfasen samt krav til grunnundersøkelser for vegteknologiske problemstillinger jf. [N200:2024, 3.1.3.2](#).

Massetak og skjæringsmasser undersøkes med hensyn til brukbarhet for oppbygging av vegen. I den forbindelse undersøkes og dimensjoneres også depotplass for eventuelle vrakmasser. Til grunnlag for overbygningsdimensjonering undersøkes materialene i grunnen med hensyn til telefarlighet og fasthet.

En viktig del av undersøkelsene er å vurdere om veganlegget vil kunne føre til skade på vegens naboeiendommer, hus og bygninger eller forsumping av nærliggende områder på grunn av endringer i dreneringsforhold.

Da grunnforholdene vil være avgjørende for behovet for regulering av grunn og behov for eventuelle dyre sikringskonstruksjoner, gjennomføres hovedandelen av grunnundersøkelsene i reguleringsplanfasen. Dette sikrer at det reguleres nok areal og at det som planlegges i reguleringsplanen er mulig å bygge innenfor reguleringsgrensene og kravene til kostnadsoverslaget.

Eventuelle behov for tilleggsreguleringer i senere faser vil kunne medføre betydelige forsinkelser og kostnadsoverskridelser i vegprosjekter. Dersom det ikke er mulig å erverve mer grunn vil manglende

grunnundersøkelser og vurderinger i reguleringsplanen kunne medføre behov for fordyrende sikringskonstruksjoner i senere faser. I reguleringsplanfasen har man ofte muligheter til å tilpasse veglinjen til de stedlige forhold. Det er derfor viktig å samarbeide med andre fagfelt, spesielt tidlig i fasen, for å kunne optimalisere linjevalget. Et godt samarbeid med prosjektet og spesielt vegplanlegger er viktig. Grunnundersøkelsene er viktige for å kunne ta gode beslutninger. Geotekniker vil ofte kunne bidra med forslag til justeringer av vegtraséen i denne fasen slik at det blir mulig å unngå dyre sikringskonstruksjoner. Noen ganger vil noen meters endring av linjen medføre at det ikke er behov for støttekonstruksjoner. Flytting av vegtrasé vil kunne ha stor påvirkning på kostnadene. Det er viktig å ta hensyn til grunnforhold i en reguleringsplan, men det vil være andre forhold, som for eksempel trafiksikkerhet, som vil kunne medføre at dyrere geotekniske løsninger likevel velges.

Fokus for grunnundersøkelsene i reguleringsplanen er:

- fyllings- og skjæringsområder
- utstrekning av kvikkleiresoner
- stabilitetsforhold inkl. områdestabilitet
- behov for sikringskonstruksjoner
- behov for ekstraregulering av areal for å sikre stabiliteten
- fundamentering av konstruksjoner (noe videre detaljering vil kunne være aktuelt på byggeplan)
- setningspotensiale (som regel rettet mot konstruksjoner, påhuggsområder og influensområde for tunneltraseer)
- massebalanse berg/løsmasser
- behov for midlertidig regulering av areal, for eksempel behov for graveskråninger bak murer og arealer for rigg
- arealer egnet for massedeponi
- nøyaktig kostnadsoverslag

Iht. vegnormal N500 Vegtunneler [\[58\]](#) skal private drikkevannsbrønner og energibrønner registreres i reguleringsplan. Dette gjelder også private brønner som kan påvirkes av andre typer vegutbygging. Alle brønner etablert etter 1997 skal registreres i Brønndatabasen (GRANADA [\[60\]](#)geo.ngu.no/kart/granada) iht. *Forskrift om oppgaveplikt ved brønnboring og grunnvannsundersøkelser* [\[61\]](#). Det vil likevel finnes private brønner som ikke er registrert i GRANADA, iht. N500 skal disse også registreres i reguleringsplan.

2.7.4 Byggeplan

Vegnormal [N200:2024, Krav 1.3.3.1—3](#) [\[1\]](#) stiller krav til at det gjennomføres tilstrekkelig med grunnundersøkelser og geotekniske vurderinger til at det som er prosjektert er mulig å bygge innenfor byggeplanens omfang. Kravet til leveranser avhenger av entrepriseformen i prosjektet. Det vises også til vegnormal N200 Vegbygging [\[1\]](#) for krav til grunnundersøkelser for vegteknologiske problemstillinger jf. [N200:2024, 3.1.3.2](#).

I denne fasen er linjevalget gjort, og man forholder seg til reguleringsgrensene. Det vil kunne være behov for enkelte supplerende grunnundersøkelser ved eksempelvis støttemurer og brufundamenter. I denne fasen vil det være viktig med god presisjon på boringene og detaljert kunnskap om andre relevante forhold, bl.a. nøyaktige bergdybder for pele- og spuntdybder samt kartlegging av poretrykk.

Vegnormal [N200:2024, Krav 1.3.3.1—2](#) [\[1\]](#) stiller krav til å vurdere om grunnlaget fra reguleringsplanen er godt nok og om det er behov for supplerende grunnundersøkelser. Enkelte prosjekter tar utgangspunkt i eldre reguleringsplaner der kravene i dagens regelverk vil kunne være strengere enn på tidspunktet reguleringsplanen ble utarbeidet. I slike tilfeller vil omfanget av grunnundersøkelser kunne være mer omfattende.

3 Laboratorieundersøkelser

3.1 Innledning

Jordartsparametere som anvendes i geotekniske analyser, blir bestemt ut fra målinger i laboratoriet og/eller i felt. Måling av bla. jordas fasthets- og deformasjonsegenskaper i laboratoriet krever normalt uforstyrrede prøver, mens andre forsøk utføres på omrørte og representative prøver – se Eurokode 7 - del 2 [4]. Analyseplaner for prøvematerialet vil nødvendigvis måtte variere med problemstillingen.

Kapittelet beskriver omfanget av rutinemessige analyser for ulike prøvetyper. Det gis også råd som gjelder valg og bestilling av spesialforsøk. Detaljerte arbeidsbeskrivelser for de enkelte forsøk er gitt i retningslinje R210 Laboratorieundersøkelser [62].

Geotekniske problemstillinger vil ofte være knyttet både til bruk av naturlige løsmasser så vel som produserte masser til vegformål. Når det gjelder bestemmelse av de ulike materialegenskapene knyttet til komprimering o.l. henvises det til retningslinje R210 Laboratorieundersøkelser [62], retningslinje R211 Feltundersøkelser [44] og veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skrånninger [47].

3.2 Generelt om prøver

3.2.1 Prøvetakingskategori

Prøver av jordlag tas opp for klassifisering og undersøkelse av prøvene i laboratoriet for å bestemme sammensetningen og fasthet- og deformasjonsegenskaper. Avhengig av formål benyttes ulike prøvetakingsmetoder. Prøvetakingskategorier deles inn etter kvalitet på prøvene. Forklaring av de ulike prøvetakingskategoriene er gitt i NS-EN ISO 22475-1 [63] og i NGF melding nr. 11 [64]. Prøvetakingskategoriene er gitt i [tabell 3.2.1–1](#).

Tabell 3.2.1–1 — Prøvetakingskategorier

Kategori A: Uforstyrrede prøver	Har materialstruktur og vanninnhold så lik som mulig det jordarten har i sin naturlige lagring i grunnen. Ingen endring i bestanddeler eller i kjemisk oppbygning av jordprøven.
Kategori B: Forstyrrede prøver	Inneholder alle faste bestanddeler fra det lag de er tatt i, samt at prøven har beholdt sitt naturlige vanninnhold. Har ikke vært utsatt for kjemiske endringer under og etter prøvetakingen.
Kategori C: Omrørte prøver	Har fullstendig forstyrret materialstruktur og vil kunne inneholde bestanddeler fra andre lag enn det de er hentet fra. Prøvens vanninnhold vil ikke nødvendigvis være lik sin naturlig vanninnhold i grunnen.

3.2.2 Kvalitetsklasse/anvendelsesklasse

Eurokode 7 - del 2 [4] setter krav til prøvene ved å dele dem inn i kvalitetsklasser fra 1 til 5 avhengig av prøveforstyrrelse. I NGF melding nr. 11 [64] kalles disse kvalitetsklassene for anvendelsesklasser. [Tabell 3.2.2–1](#) viser sammenhengen mellom kvalitets-/anvendelsesklasser for jordprøver og egenskaper som bestemmes i laboratoriet. Det er også en sammenheng mellom kvalitets-/anvendelsesklasser og prøvetakingskategori, se [tabell 3.2.2–2](#). For nærmere omtale av de ulike kvalitets-/anvendelsesklassene vises det til NGF melding nr. 11 [64].

Tabell 3.2.2—1 — Kvalitets-/anvendelsesklasser for jordprøver og egenskaper som bestemmes i laboratoriet (ref. Eurokode 7 – del 2 [4])

Jordegenskaper	Kvalitets-/anvendelsesklasser				
	Uforstyrret		Forstyrret		Omrørt
	1	2	3	4	5
Uforandrede jordegenskaper					
Kornstørrelse	x	x	x	x	
Vanninnhold	x	x	x		
Densitet, densitetsindeks, permeabilitet	x	x			
Kompressibilitet, skjærfasthet	x				
Egenskaper som kan bestemmes					
Jordartssekvenser	x	x	x	x	x
Jordlagsgrenser -grov	x	x	x	x	
Jordlagsgrenser - fin	x	x			
Konsistensgrenser, korndensitet, humusinnhold	x	x	x	x	
Vanninnhold	x	x	x		
Densitet, densitetsindex, porøsitet, permeabilitet	x	x			
Kompressibilitet, skjærfasthet	x				

Tabell 3.2.2—2 — Kvalitetsklasse/anvendelsesklasse og prøvekategori

Kvalitets- / anvendelsesklasse	1	2	3	4	5
Prøvetakingskategori	A				
			B		
					C

3.2.3 Prøvekvalitet

Prøveforstyrrelser vil kunne oppstå på grunn av prøvetakingsmetode, transport og behandling av prøver i laboratoriet. Prøvekvalitet avhenger også av leirtype. Magre (mindre formbare) og kvikke leirer er mer utsatt for prøveforstyrrelser enn plastiske (formbare) og mindre sensitive leirer. Erfaringer viser også at det er høyere sannsynlighet for prøveforstyrrelser med økende prøvedybde (økte spenninger).

Total volumendring under konsolideringsfasen er mulig å bruke som et mål på grad av prøveforstyrrelse. Ideelt sett endrer ikke prøven volum når den tilbakeføres til en spenningstilstand den har hatt i bakken tidligere. Avvik fra dette forteller noe om hvor mye prøvens kvalitet har endret seg i denne prosessen.

Det eksisterer flere kriterier for å gjennomføre en vurdering av prøvekvalitet. Stor vannutpressing vil kunne være en indikasjon på prøveforstyrrelse, men dette er avhengig av jordarten, type konsolidering, konsolideringsspenning og -tid. For å vurdere prøvekvalitet går det an å se på endring i volumtøyning ($\epsilon_{vol} = \Delta V/V_0$) jf. [Tabell 3.2.3—1](#) eller poretallsforholdet ($\Delta e/e_0$) jf. [Tabell 3.2.3—2](#), ved rekonsolidering

til in situ spenninger. I henhold til Lunne et al. [65] er det indikasjoner på at endringer i poretall er en bedre parameter for å vurdere prøve kvalitet enn endring i volumtøyning. Det bemerkes at bestemmelse av korndensiteten ρ_s er nødvendig for å kunne beregne poretallet.

Vurdering av prøve kvalitet som helhet baseres ikke alene på denne betraktningen. Det er også viktig å visuelt vurdere prøven, kontrollere tøyingsnivå og kurveform fra enaksiale trykkforsøk jf. Figur 3.3.7—2, samt formen på spennings-tøyingskurve og modulkurve fra ødometerforsøk jf. Figur 3.4.5—1. For treaksialforsøk vil også formen på spenning-tøyingskurven fortelle noe om prøve kvalitet jf. Figur 3.5.3—2 og figur 3.5.6—1. Spesielt ved siltprøver er det behov for å være oppmerksom på at rystelser under transport vil kunne føre til kompaktering før prøven testes. Slike prøver vil vise stiv oppførsel og lite utpressing av porevann, men vil være lite representative for forholdene in situ. For videre informasjon refereres det til NGF melding nr. 11 [64] og Lunne et al. [65].

God kommunikasjon mellom saksbehandlere, grunnbørere, transportør og laboratoriepersonell er nødvendig slik at om man ser at prøve kvaliteten ikke er akseptabel, så vil det være mulig å gjøre endringer i prøvetakingsprosedyrer og eventuelt prøvetakingsutstyr.

Volumendring

Foreslåtte kriterier av Andresen og Kolstad [66] for kvantifisering av prøveforstyrrelse, i form av endring i prøvevolum når prøven konsolideres tilbake til in situ effektivspenning (σ_{v0}' og σ_{h0}') delt på opprinnelig prøvevolum er gitt i tabell 3.2.3—1.

Tabell 3.2.3—1 — Kriterier for volumendring foreslått av Andresen og Kolstad [66]

ϵ_{vol}	Forsøkskvalitet
< 1	Ypperlig
1 - 2	Meget god til ypperlig
2 - 4	God til bra
4 - 10	Dårlig
> 10	Veldig dårlig

Det gjøres oppmerksom på at kriteriene er anvendbare ved evaluering av prøve kvalitet for leirer på land tatt i dybder < 20 m. Derfor anbefales det at kriteriene brukes med forsiktighet for jord med egenskaper som faller utenfor ovennevnte verdier.

Poretallsendring

Foreslåtte kriterier av Lunne et al. [65] for kvantifisering av prøveforstyrrelse i form av normaliserte endringer i poretall ($\Delta e/e_0$) til opprinnelig overlagingstrykk σ_{v0}' er gitt i tabell 3.2.3—2.

Tabell 3.2.3—2 — Klassifisering av prøve kvalitet basert på poretallsendring i konsolideringsfasen (fra NGF melding nr. 11 [64]).

OCR	$\Delta e / e_0$			
	Veldig god til utmerket	God til brukbar	Dårlig	Veldig dårlig
1-2	<0,04	0,04-0,07	0,07-0,14	>0,14
2-4	<0,03	0,03-0,05	0,05-0,10	>0,10
4-6	<0,02	0,02-0,035	0,035-0,07	>0,07

Det gjøres oppmerksom på at kriteriene for prøve kvalitet i tabell 3.2.3—2 er basert på tester av marine leirer med plastisitet mellom 6 - 43 %, vanninnhold mellom 20 - 67%, OCR mellom 1- 6 og dybder under terreng på mellom 0-25 meter jf. NGF melding nr. 11 [64]. Derfor anbefales det at kriteriene brukes med forsiktighet for jord med egenskaper som faller utenfor ovennevnte verdier.

3.2.4 Transport og behandling av prøver

Generelt understrekes det at prøvekvaliteten for bløte og sensitive leirer også er svært avhengig av skånsom transport inn til laboratoriet. Transport av slike prøver anbefales så langt det er mulig at skjer direkte med bil i egnede transportkasser jf. [Kapittel 2](#).

Prøvene anbefales behandlet i laboratoriet så raskt som mulig etter opptak, da det er blitt gjort funn av at uomrørt skjærfasthet, prekonsolideringspenning og stivhet (ødometermodul M) reduseres ved lagring over tid jf. Amundsen [67]. Det er dermed ikke ønskelig at prøvene blir liggende i kjølerom for lenge før de testes i laboratoriet. Det er ikke vist tilsvarende påvirkning på omrørt skjærfasthet, vanninnhold og konsistensgrenser så lenge prøvene er godt forseglet i sylindere og lagres kjølig, som betyr at det er mulig å utsette disse typer tester.

3.2.5 Prøveåpning

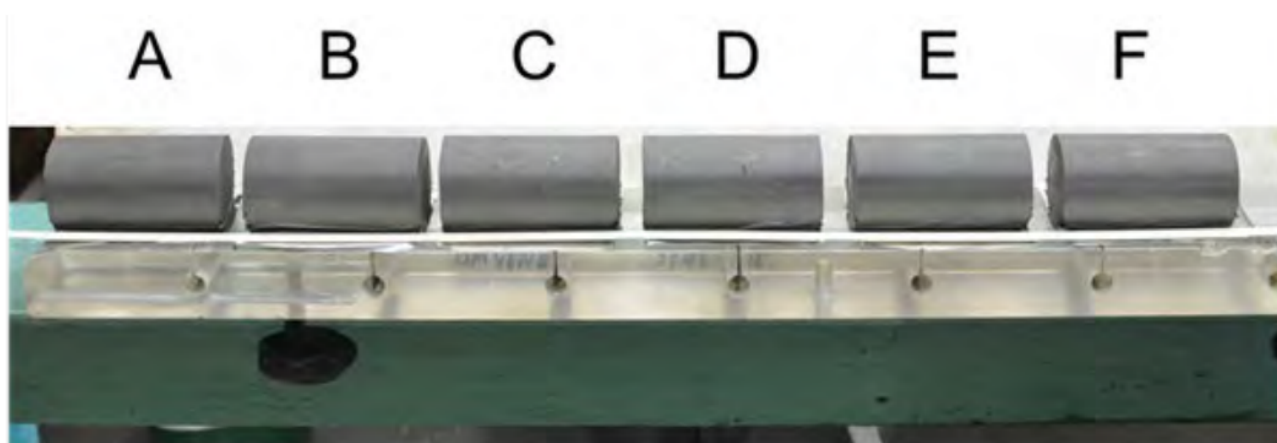
Prøveåpningen innebærer en visuell klassifisering av prøven og en fordeling av prøvemassen til de aktuelle forsøkene. For uforstyrrede Ø54/75/95 mm sylinderprøver krever dette en utskyverbenk som sikrer at utkjøring og oppdeling vil kunne skje skånsomt.

Når prøven er kjørt ut vil laboranten foreta en visuell klassifisering av prøvematerialet mht. jordart, lagdeling, ev. grad av prøveforstyrrelse mm. Prøveforstyrrelse vil blant annet kunne sees som sår i overflaten, sprekker eller omrørte soner, da særlig i endene av en sylinderprøve. Det anbefales derfor ikke å benytte disse endedelene til bestemmelse av prøvens mekaniske egenskaper. Om nødvendig vil de kunne brukes til f.eks. korngradering, konsistensgrenser og vanninnhold. Denne visuelle klassifiseringen vil avhenge av erfaring, og sammenholdes med de målte verdier som f.eks. korngradering og deformasjonsforløpet for enaksiale trykkforsøk.

Ø54 mm sylinderprøver deles i 10 cm lange delprøver ([figur 3.2.5—1](#)), og ut fra oppsatt analyseplan velges så delprøver for de aktuelle forsøk.

Dersom prøvens innhold viser seg å avvike fra det som er angitt på borkortet, ev. antatt ut fra sonderinger, er det nødvendig å utføre alternative analyser i tilstrekkelig omfang slik at prøvens egenskaper er tilstrekkelig kartlagt for videre saksbehandling.

Dette understreker behovet for kontakt mellom saksbehandler og laboratoriepersonalet. Særlig understrekes behovet for kommunikasjon ved bestilling av analysene. Dersom innholdet i prøven viser seg å variere fra angivelsen på borkortet anbefales det at laboranten tar kontakt med bestiller for å avklare analysebehov.

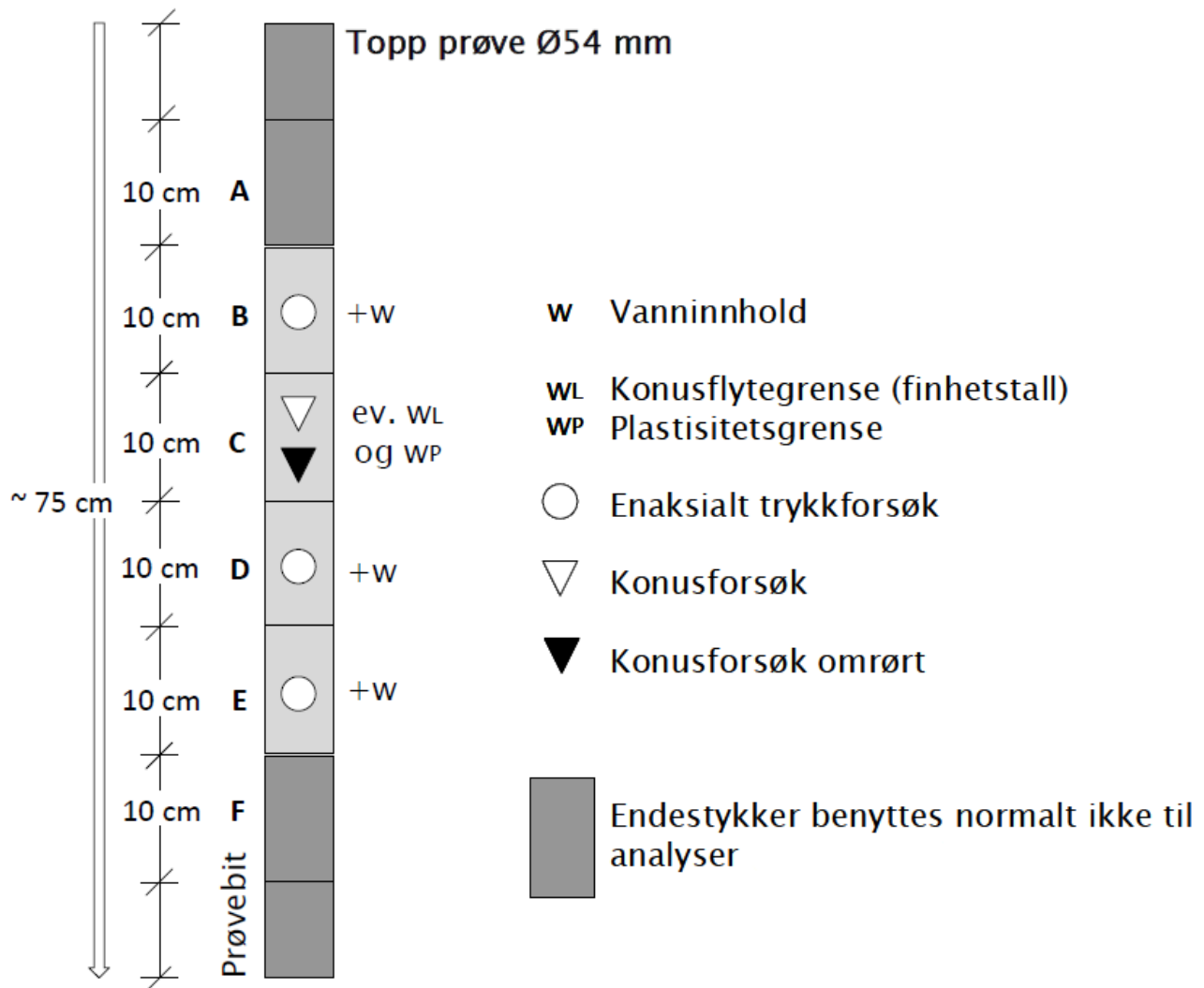


Figur 3.2.5—1 — Oppdelt sylinderprøve (uten endestykker)

3.3 Rutineundersøkelser

3.3.1 Opplegg og bestilling av rutineundersøkelser

I den faste rutinen for analyse av sylinderprøver (f.eks. Ø54 mm, Ø75 mm og Ø95 mm) inngår visuell klassifisering av jordart, bestemmelse av vanninnhold, tyngdetetthet og udrenert skjærfasthet ved konusforsøk og enaksiale trykkforsøk. Videre bestemmes normalt konsistensgrenser og korngradering for hver 3. prøve hvis ikke annet er spesifisert.



Figur 3.3.1—1 — Norm for inndeling av rutineanalyser på homogene og intakte prøver i kohesjonsjordarter

For sammenheng mellom jordart, prøvetype og forsøkstype se [tabell 3.3.1—1](#), samme tabell finnes også i retningslinje R210 Laboratorieundersøkelser [\[62\]](#). For annet enn uforstyrret kohesjonsmateriale vil det rutinemessige analyseomfanget reduseres i tråd med hva som antas relevant for prøvematerialet jf. [Tabell 3.3.1—1](#).

Tabell 3.3.1—1 — Sammenheng mellom jordart, prøvetype og forsøkstype

JORDART PRØVETYPE		RUTINEFORSØK		SPELIALFORSØK	
		UFORSTYRRE DE PRØVER	FORSTYRRED E/ OMRØRTE PRØVER	UFORSTYRRE DE PRØVER	FORSTYRRED E/ OMRØRTE PRØVER
Leire Siltig leire Leirig silt Fin silt	Normalt 54mm prøver Alternativt representative prøver	Jordart Tyngdetetthet Vanninnhold Konsistensgrenser Konusforsøk Enaksiale trykkforsøk Korngradering	Jordart Vanninnhold Konsistensgrenser Omrørt konus Korngradering	Treaksialforsøk Ødometerforsøk Humusbestemmelse ved glødetap Korndensitet Permeabilitet Kalk/ sementprøving	Treaksialforsøk Ødometerforsøk Humusbestemmelse ved glødetap Korndensitet Permeabilitet Kalk/ sementprøving
Grov silt Sand Sandig grus	Normalt representative prøver I grov silt og sand alternativt 54 mm prøver.	Jordart Vanninnhold Korngradering	Jordart Vanninnhold Korngradering	Treaksialforsøk Ødometerforsøk Humusbestemmelse ved glødetap Korndensitet	Treaksialforsøk Ødometerforsøk Humusbestemmelse ved glødetap Korndensitet
Grov grus Stein	Representative prøver		Korngradering		
Torv Gytje Dy		Jordart Tyngdetetthet Vanninnhold På omdannet torv, dy og gyttje også enaksiale trykkforsøk		Ødometerforsøk Torvødometerforsøk Humusbestemmelse ved glødetap	Humusbestemmelse ved glødetap

Behovet for korngraderingsanalyser for hvert prøvehull vurderes og angis av saksbehandler (korngradering blir alltid bestemt for treaks- og ødometerprøver for å gi dens nøyaktige sammensetning).

Bestilling av analyser gjøres ved påskrift på borkortet ([figur 3.3.1—2](#)), ved utfylling av analyseoversikt på eget bestillingsskjema ([figur 3.3.1—3](#)) eller i direkte kontakt med det aktuelle laboratoriet. Borkortet (eventuelt kopi) legges med analysebestillingen til laboratoriet. Jordartsbeskrivelsen og merknader på borkortet er til stor nytte for både saksbehandler og laborantene ved vurdering av arbeidets omfang og tidsforbruket, og er dermed også nødvendig for å kunne arbeide rasjonelt og overholde tidsfrister.

Dersom problemstillingen krever mer omfattende analyser enn det som er vist på borkortet [figur 3.3.1—2](#), spesifiseres dette ved bestilling. Ved beregning av rammede friksjonspellers bæreevne i leire (se [kapittel 12](#)) anbefales det eksempelvis å ta prøver hver 5 meter og øke antall målinger av I_p (plastisitetsindeks) for sikrere bestemmelse av empirisk sidefriksjonsfaktor α .

STATENS VEGVESEN		PRØVETAKING	
Blankett nr. 439			
Sted	Rv 2 Kløfta - Nybakk	Prøvetaker	54 mm
Oppdragsnr.	C 485	Grunnvannst.	1.60
Hull	Profil 830-15 H	Terrengkote	48.8
Dato	03.06.2004	Sign.	KN
Dybde i meter	Prøve dybde	Sylinder nr.	Merknad
1	Gvst	Pose	Tørrskorpe leire
2		Pose	Leire
3	2.0 - 2.8	C 220	Leire med siltlag
4	3.0 - 3.8	C 118	Leire - silt (bunn)
5	4.0 - 4.8	C 18	Siltig leire 20cm mistet
6	5.0 - 5.8	C 95	Leire - prøven streket
7	6.0 - 6.8	C 101	Leire siltig
8	6.8 - 7.6	C 305	Silt 20cm mistet
9	7.6 - 8.4	C 10	Silt - leire
10	9.0 - 9.8	C 41	Leire med skjellrester
11	11.0 - 11.8	C 115	Leire plastisk
12			rutineanalyser
13	13.0 - 13.8	C 228	avtalt ferdig
14			Leire 07.07.04
			ELNOUR

Figur 3.3.1—2 — Borkort med bestilling av lab-analyser (KGR ⇔ Korngradering)

Bestillingsskjema Geoteknikk																
Oppdragsnr.: 1150025				Ferdig dato:				Signatur:								
Prosjektnr.: 105824				Sted: Manglerudprosjektet												
Prøver mottatt: 26.02.2015				Bestilling mottatt: 27.02.2015				Bestiller: XXXXXXXXXX								
Lab nr	Hull nr	Dybde	Sylinder nr.	Dato/ åpnet	Rutineanalyser						Hydrom	Glødetap	v. post	Ødometer	Treaks	K/S-stab
					W	W _f	W _p	γ	▲	●						
2/1	T 130	0,0-2,5	Pose		x						x					
2/2	T 130	2,5-4,3	Pose		x						x					
2/3	T 130	4,3-5,0	Pose		x						x					
2/4	T 130	5,2-6,0	186		x	x	x	x	x	x	x			x	x	
2/5	T 130	6,2-7,0	B52		x	x	x	x	x	x	x				x	
2/6	T 130	7,2-8,0	H30		x	x	x	x	x	x	x					

Figur 3.3.1—3 — Bestillingsskjema med angivelse av rutineanalyser i relativt homogene masser

I dette kapittelet er det gitt en beskrivelse av de forsøk og parametere som er mest vanlige innenfor vegbygging. For detaljert beskrivelse av utførelsen av de enkelte forsøk vises det til retningslinje R210 Laboratorieundersøkelser [\[62\]](#).

3.3.2 Konsistensgrenser

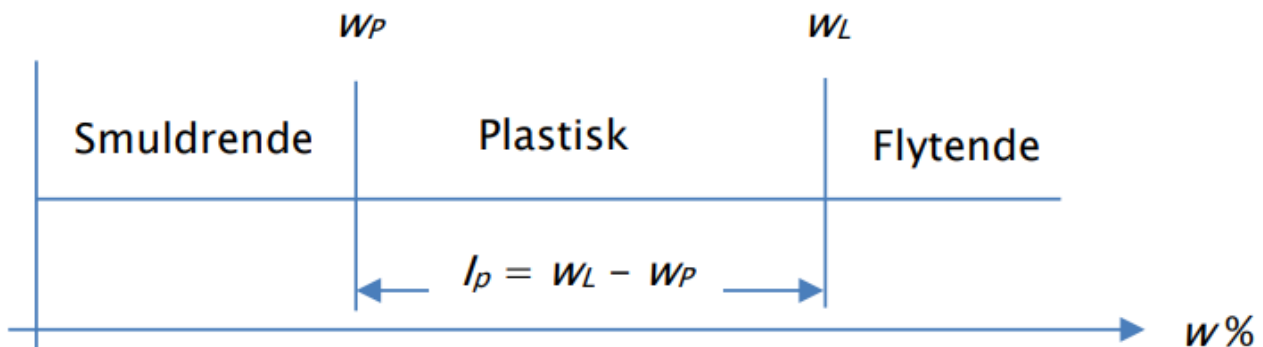
Konsistensgrensene (flyte- og plastisitetsgrensene) er parametere som bare er anvendbare for de plastiske (formbare) jordarter, dvs. kohesive materialer i leir- og finsiltfraksjonene.

Flytegrensen w_L til en jordart er det vanninnholdet hvor jordartens konsistens i omrørt tilstand går over fra å være plastisk til å bli flytende. Flytegrensen bestemmes i konusapparat med vanninnhold tilsvarende en omrørt skjærfasthet på 2,5 kN/m².

Plastisitetsgrensen w_p til en jordart er vanninnholdet der jordarten i omrørt tilstand slutter å være plastisk når den tørkes ytterligere. Plastisitetsgrensen (kalles også utrullingsgrensen) bestemmes ved utrulling av en 3 – 3,5 mm leirstreng med stadig lavere vanninnhold, inntil strengen smuldrer.

Disse grensene er ikke eksakte materialkonstanter, men definerte verdier. Vanninnholdet som jordarten har in situ forteller ikke mye om jordarten, uten at det sammenholdes med opplysninger om hvordan jordarten reagerer på vann. Det er det konsistensgrensene brukes til. Hvis f.eks. vanninnholdet ligger over flytegrensen ($w > w_L$) vet vi at massen er bløt i omrørt tilstand. Graving i massen vil da kunne by på problemer, og den vil kunne være vanskelig å trafikkere med gravemaskiner og annet kjøretøy.

For ytterligere karakterisering av materialet er det innført plastisitetsindeksen I_p ; differansen mellom flyte- og plastisitetsgrensen; $I_p = w_L - w_p$ (se [figur 3.3.2—1](#)).



Figur 3.3.2—1 — Konsistensgrensene

Plastisitetsindeksen angir utstrekningen på det plastiske området, og forteller hvor hurtig jordarten reagerer på endring i vanninnhold. Den har også en viss sammenheng med fasthet og kompressibilitet.

Graden av plastisitet av fine jordarter klassifiseres ved å bruke følgende vilkår vist i [tabell 3.3.2—1](#). I internasjonal sammenheng vil inndelingen være en annen da norske leirer er relativt lite plastiske jf. NGF melding nr. 2 [\[68\]](#).

Tabell 3.3.2—1 — Graden av plastisitet (ref. NGF melding nr. 2 [\[68\]](#))

Betegnelse av leire	Betegnelse av plastisitet	I_p (%)
Lite plastisk	Lav	<10
Middels plastisk	Middels høy	10 - 20
Meget plastisk	Høy	>20

3.3.3 Organisk innhold

For å få et mål på organisk innhold i løsmasser glødes en tørket jordprøve. Organisk innhold settes lik massetapet ved gløding ved 480 ° C og angis i masseprosent av tørrstoff. Metoden er ikke særlig nøyaktig da kalkholdige elementer (skjellrester etc.) muligens forbrennes, men den anses tilstrekkelig for vanlige geotekniske undersøkelser.

Organisk innhold er antageligvis mest interessant i forbindelse med setningsvurderinger, se [kapittel 8](#). Høyt organisk innhold gir gjerne stor kompressibilitet. Et annet område hvor organisk innhold kommer inn er ved vurdering av korrosjonsfare for stål, se [kapittel 11](#), [kapittel 12](#) og Peleveiledningen [\[69\]](#).

Når jordsmonn med organiske bestanddeler klassifiseres i samsvar med det organiske innholdet, skilles det mellom organisk jord (torv/humus/dy) og mineraljord med organisk innhold ([tabell 3.3.3—1](#)).

Tabell 3.3.3—1 — Klassifisering av jordart med kornstørrelse ≤ 2 mm med organisk innhold

Betegnelse	Organisk innhold masseprosent av tørrstoff
Lav organisk	2 - 6
Middels organisk	6 - 20
Høy organisk	>20
Torv/gytje/dy/humus	-*
*Komplett tabell for klassifisering er gitt i retningslinje R210 Laboratorieundersøkelser [62] .	

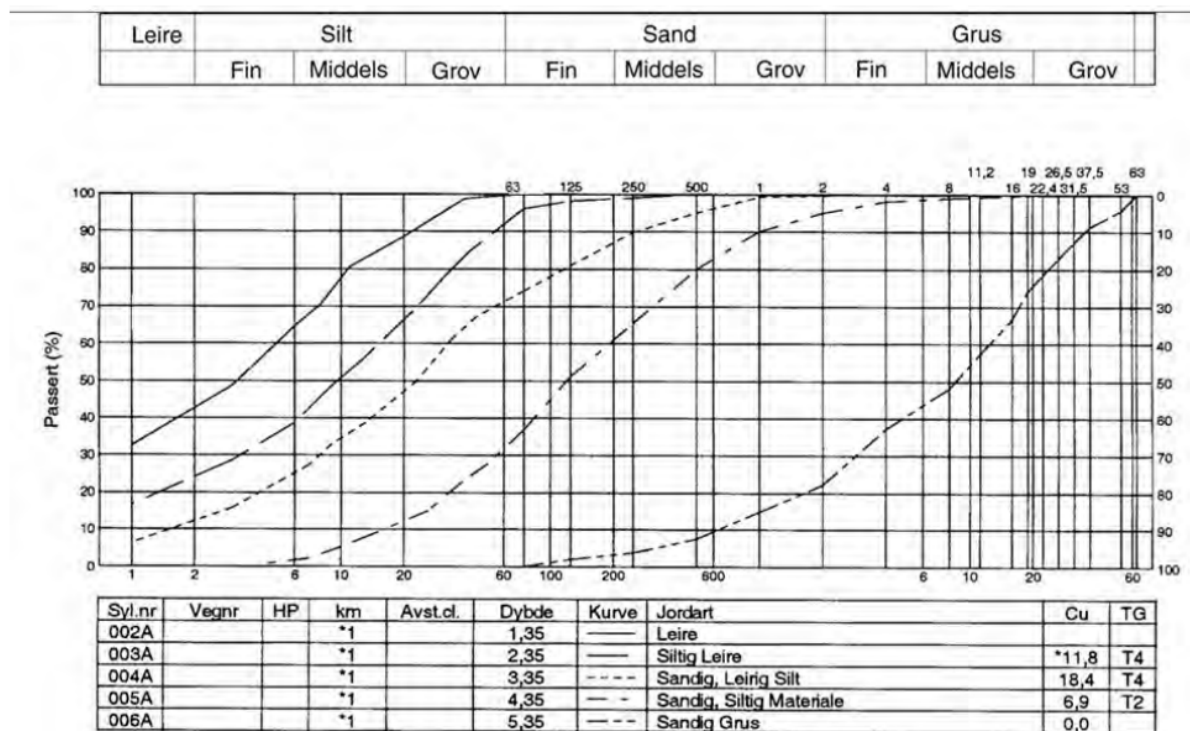
3.3.4 Korngradering

Sikting

En jordarts egenskaper, og dermed dens brukbarhetsområde, er i høy grad avhengig av hvilke kornstørrelser den er sammensatt av. Det som er avgjørende for klassifiseringen er hvor stor del i vektprosent de forskjellige fraksjonene utgjør av den totale mengde materiale. Sikte- og slemmeanalyse er de vanligste metoder for bestemmelse av korngradering. Ved sikting bestemmes graderingen ned til grov silt (63 µm) ved at materialet ristes på sikt av metalltråd/perforerte plater med kvadratiske ruter.

Slemmeanalyse

For kornstørrelser mindre enn 63 µm benyttes slemmeanalyse, hvor materialet oppløses i vann og suspensjonens densitet måles med et hydrometer på bestemte tidspunkter under sedimenteringsprosessen. Stokes lov sier at for kuler med samme spesifikke vekt er synkehastigheten proporsjonal med kulens diameter i annen potens. På bakgrunn av dette estimeres andelen av de forskjellige fraksjonene, basert på ekvivalente korndiameterer. Kornenes prosentvise fordeling i prøven angis ved en kurve i et diagram som vist nedenfor (se [figur 3.3.4—1](#)).



Figur 3.3.4—1 — Eksempler på korngraderingskurver med angitt klassifisering

Reglene for jordartsklassifisering er gitt i retningslinje R210 Laboratorieundersøkelser [\[62\]](#), Vedlegg 1.

Graderingstall

Korngraderingen karakteriseres i tillegg ved graderingstallet C_u :

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (3.3.4—1)$$

Graderingstallet er mest relevant for friksjonsmasser. Graderingstallet gis betegnelser vist i [tabell 3.3.4—1](#).

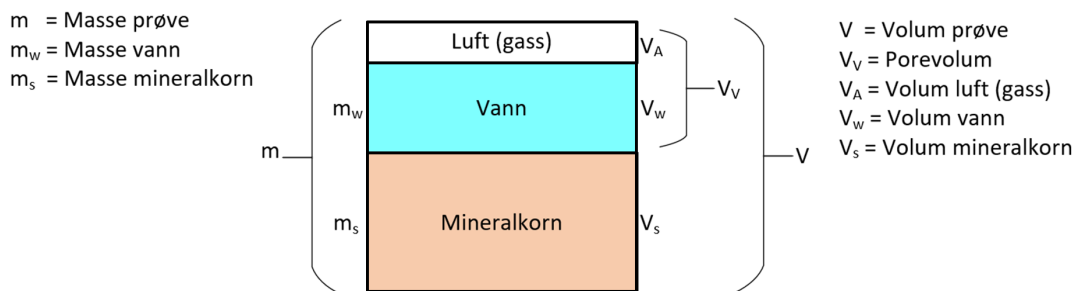
Tabell 3.3.4—1 — Betegnelse av materiale ut fra C_U

Betegnelse	$C_U = D_{60}/D_{10} (-)$
Ensgradert	< 6
Middels gradert	6 - 15
Velgradert	> 15

For telefarlighetsklassifisering, se [kapittel 14](#).

3.3.5 Densitet og tyngdetetthet

Med densitet våt prøve ρ menes her masse av våt prøve m dividert med prøvolum V (jf. [Figur 3.3.5—1](#)):



Figur 3.3.5—1 — Volum og masse av jordprøve

Densiteten bestemmes ved veiing og volummåling av en prøve, med minst kvalitetsklasse/ anvendelsesklasse 2 jf. [Tabell 3.2.2—1](#). Densiteten benyttes ved masse- og volumberegninger og forteller noe om materialets tetthet.

3.3.5.1 Korndensitet

Korndensitet ρ_s angir densiteten av selve mineralkornene, dvs. forholdet mellom masse av mineralkorn m_s og volum av mineralkorn V_s (jf. [Figur 3.3.5—1](#)):

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} \quad (3.3.5.1—1)$$

Korndensiteten bestemmes ved hjelp av et pyknometer. Vanligvis ligger korndensiteten for norske jordarter mellom 2500 og 2800 kg/m³, men dersom målinger ligger utenfor dette området vil man kunne teste jordartens mineralogi for å undersøke hvorfor korndensiteten avviker fra normale verdier.

3.3.5.2 Tyngdetetthet

Ved geotekniske beregninger benyttes tyngdekrefter. I de fleste tilfeller bestemmes derfor tyngdetettheten γ :

$$\gamma = \rho \cdot g \quad (3.3.5.2—1)$$

MERKNAD hvor

g = tyngdens akselerasjon

Vanlig variasjonsområde for materialenes tyngdetetthet γ er 15 - 22 kN/m³ for mineralske masser.

3.3.6 Vanninnhold og metningsgrad

Vanninnhold

Vanninnholdet w bestemmes ved at en prøve, med minst kvalitetsklasse/anvendelsesklasse 3 jf. [Tabell 3.2.2—1](#), veies før og etter tørking ved 105 ° C til 110 ° C. Vanninnholdet (w) beregnes i masseprosent av den tørkede prøvens masse:

$$w = \frac{m_w}{m_s} \cdot 100 \% \quad (3.3.6—1)$$

Vannmettede materialer er vanskelige å komprimere, og vanninnholdet gir derfor sammen med andre parametere et uttrykk for om materialet er egnet til vegformål. Vanninnholdet vil variere med jordartens mineralogiske sammensetning, finstoffinnhold og økende mengde av organiske bestanddeler.

For norske marine leirer ligger vanligvis vanninnholdeti området 25 til 55 %.

Høyt vanninnhold vil normalt være en indikasjon på at materialet vil kunne være setningsømfintlig og ha lav skjærfasthet.

Metningsgrad

Vanninnhold sammen med densiteten gir uttrykk for materialets metningsgrad (S_r):

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \cdot 100 \% \quad (3.3.6—2)$$

Når w , ρ og ρ_s er kjent, benyttes følgende formel for S_r :

$$S_r = \frac{w \cdot \rho}{p_w \cdot (1 + w - \rho/\rho_s)} \cdot 100 \% \quad (3.3.6—3)$$

(med w angitt som desimaltall)

Det er nyttig å ha en oversikt over den matematiske sammenhengen mellom vanninnhold, metningsgrad og porøsitet. Dette er ikke erfaringsverdier, men en ramme å relatere slike til.

$$\gamma_n = \gamma_w \cdot \frac{1 + w}{1/\rho_s + w/S_r} \quad (3.3.6—4)$$

MERKNAD hvor

γ_n = naturlig tyngdetetthet (kN/m³)

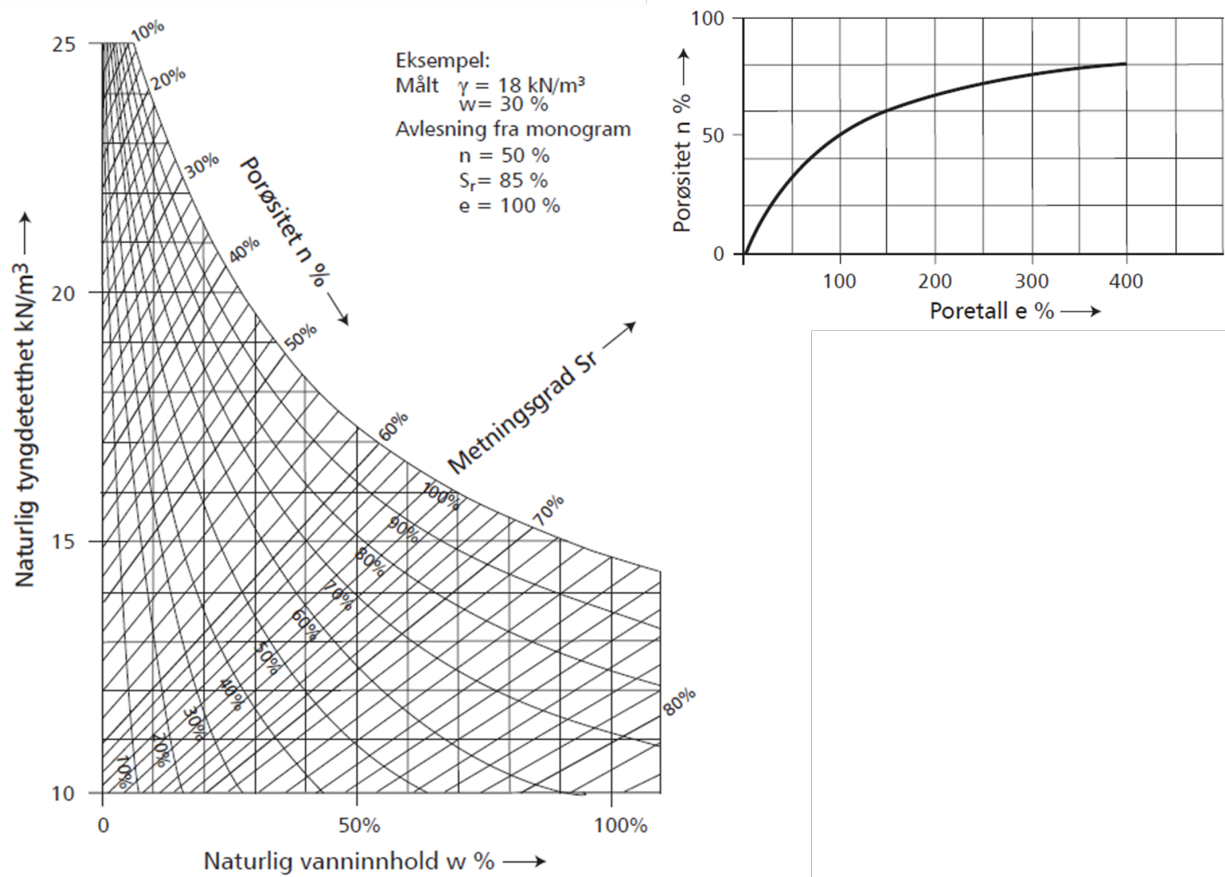
γ_w = tyngdetetthet av vann (= 10 kN/m³)

ρ_s = korndensitet (g/cm³)

w = vanninnhold

S_r = metningsgrad

[Figur 3.3.6—1](#) viser sammenhengen for $\gamma_s = 27,5$ kN/m³.

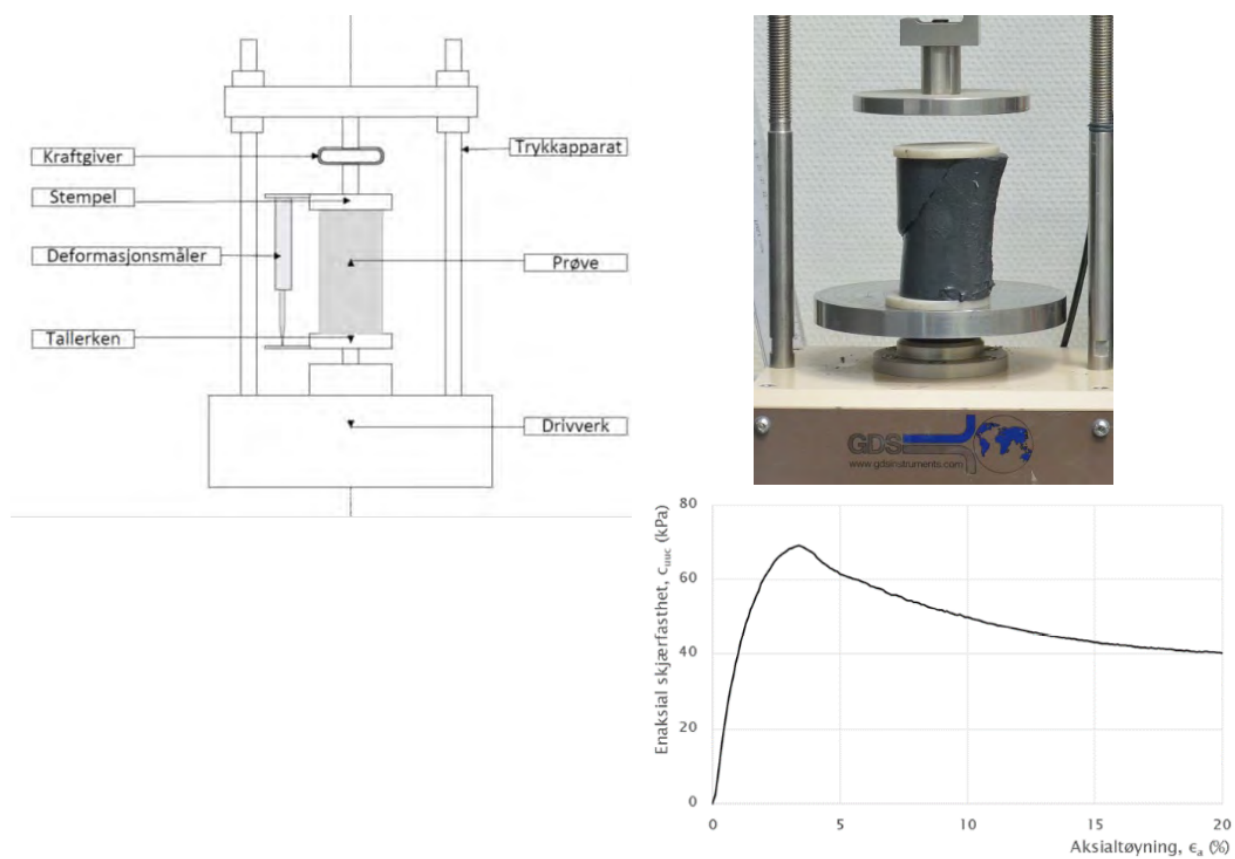


Figur 3.3.6—1 — Naturlig tyngdetetthet av jord som funksjon av vanninnhold i vektprosent av tørrstoff og av metningsgrad. Forutsatt spesifikk tyngdetetthet $\gamma_s = 27,5 \text{ kN/m}^3$ og humusfri prøve

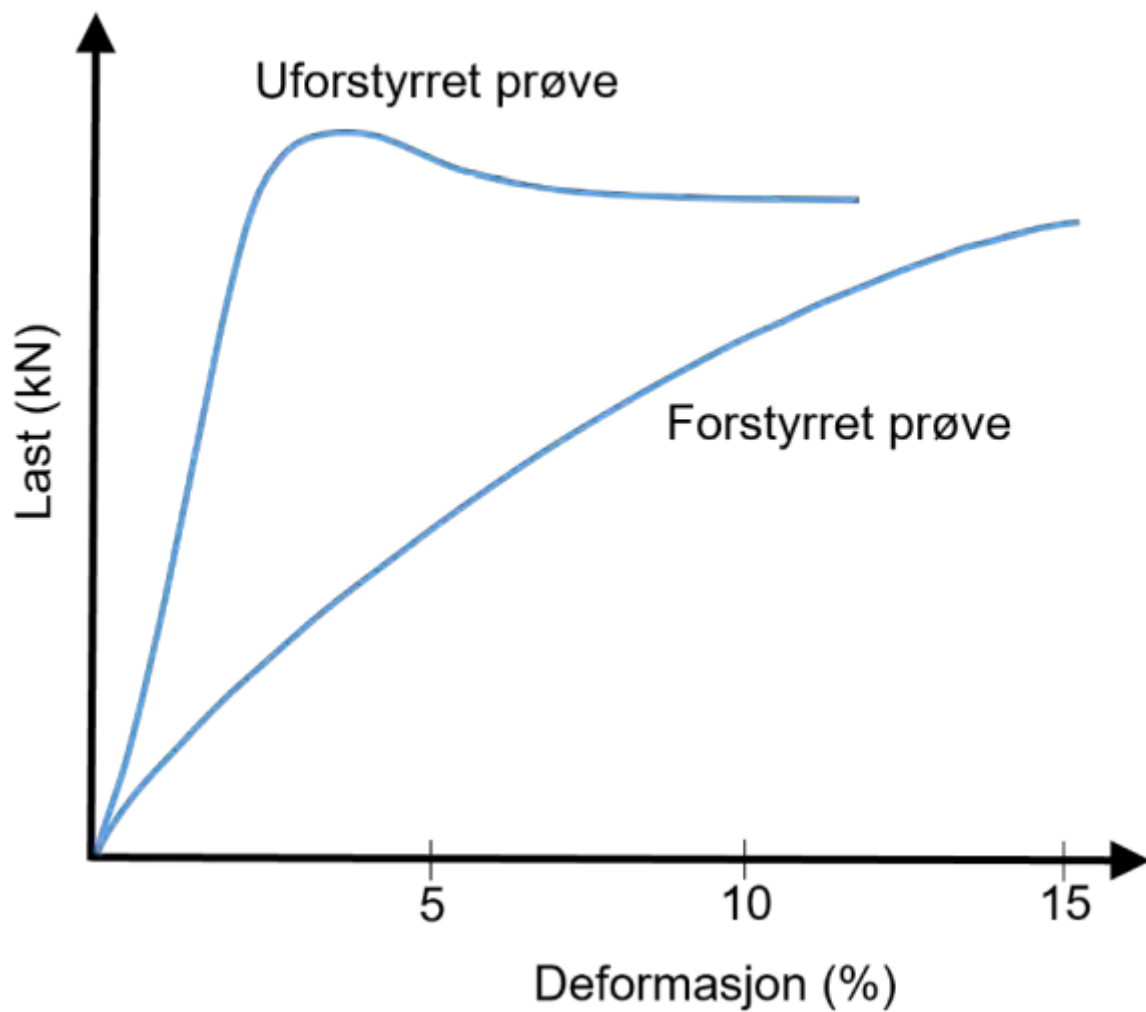
3.3.7 Enaksialt trykkforsøk

Forsøket utføres på sylindriske prøver med forholdet mellom høyde og diameter mellom 1,8 og 2,5 (for Ø54 mm sylinderprøver benyttes 10 cm lange biter). Delprøven trykkes til brudd ved økende aksialspenning, se [figur 3.3.7—1](#). Last- deformasjonskurven tegnes opp, og ut fra bruddlasten finner man den udrenerte skjærfastheten c_{UCT} (UCT = unconfined compression test). Den angis sammen med aksial tøyning ϵ ved brudd, maksimalt ved $\epsilon = 15 \%$. Gode leirprøver med lite prøveforstyrrelse viser som regel en klar bruddindikasjon ved mindre enn 3 % aksialtøyning. En bruddtøyning på mer enn 5 % vil kunne være en indikasjon på prøve med stor grad av prøveforstyrrelse.

Erfaringsmessig samsvarer resultatene fra enaksiale trykkforsøk og konusforsøk med direkte skjær, se [kapittel 5](#) i denne veiledningen for nærmere omtale om anisotropifaktorer.



Figur 3.3.7—1 — Prinsippskisse enaksialt trykkapparat

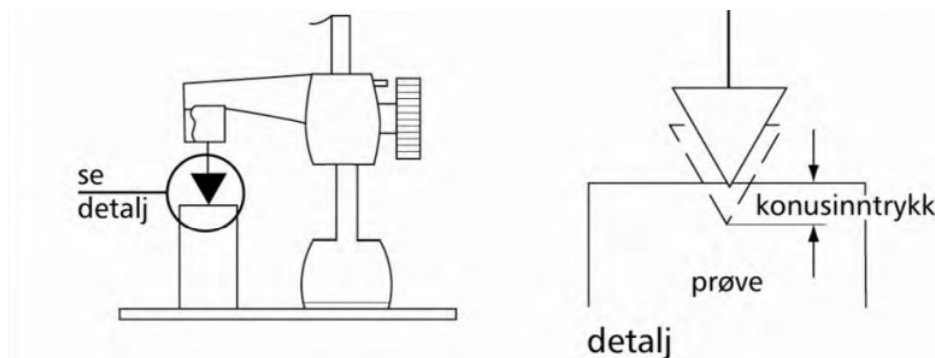


Figur 3.3.7—2 — Prinsippskisse av enaks last-deformasjonskurve som viser forskjellen på en uforstyrret og forstyrret prøve

Betegnelsene av udrenert skjærfasthet i samsvar med resultatet av måling i laboratoriet er gitt i [tabell 3.3.9—1](#) jf. NGF-melding nr. 2 [\[68\]](#).

3.3.8 Konusforsøk

Konusforsøket er en empirisk metode for bestemmelse av kohesjonsjordarters udrenerte skjærfasthet.



Figur 3.3.8—1 — Konusapparat

Forsøket går ut på å måle inntrykket (i) av en metallkon som får synke av egen vekt fra prøvens overflate, se [figur 3.3.8—1](#). Konusinstrykket blir større jo bløtere materialet er. Ved konusforsøk blir udrenert skjærfasthet funnet både i uomrørt c_{ufc} og omrørt c_{urfc} tilstand (fc = fall cone, r = remolded).

Sensitivitet

Forholdet mellom udrenert skjærfasthet av uforstyrret c_u og omrørt c_{ur} materiale gir leiras sensitivitet S_t :

$$S_t = \frac{c_u}{c_{ur}} \quad (3.3.8—1)$$

For konusforsøk blir sensitiviteten:

$$S_t = \frac{c_{ufc}}{c_{urfc}} \quad (3.3.8—2)$$

Sensitiviteten vil også kunne måles med vingebor i felt:

$$S_t = \frac{c_{ufv}}{c_{urfv}} \quad (3.3.8—3)$$

(hvor fv = field vane). Betegnelse av leire basert på sensitivitet er som vist i [tabell 3.3.8—1](#).

Tabell 3.3.8—1 — Klassifisering ut fra sensitiviteten

Betegnelse av sensitivitet	S_t (-)
Lav	< 8
Middels	8 - 30
Høy	> 30

Tolkning av resultater fra konusforsøk

Iht. NS-EN ISO 17892-6:2017 [\[70\]](#) tolkes konusresultater annerledes enn i NS8015 (tilbaketrukket) [\[71\]](#). Kvikkleire er definert ved at den har en omrørt skjærfasthet $c_{ur} \leq 0,5$ kPa iht. NS8015 [\[71\]](#). I gjeldende standard NS-EN ISO 17892-6:2017 [\[70\]](#) tilsvarer dette omrørt skjærfasthet på 0,33 kPa.

Gjeldende standard NS-EN ISO 17892-6:2017 [\[70\]](#) berører også grensene for retrogressivt skred og sprøbruddmateriale. Et retrogressivt skred kan oppstå når omrørt skjærfasthet $c_{u,r} < 1$ kPa i henhold til NS8015 [\[71\]](#), som etter NS-EN ISO 17892-6:2017 [\[70\]](#) tilsvarer $c_{u,r} < 0,69$ kPa.

NVE veileder nr. 1/2019 [\[14\]](#) legger til grunn at områdeskred vil kunne oppstå i materiale med omrørt skjærfasthet $c_{u,r} < 2$ kPa i henhold til NS8015 [\[71\]](#). Dette tilsvarer omrørt skjærfasthet på 1,27 kPa iht. NS-EN ISO 17892-6:2017 [\[70\]](#).

Resultatene fra konusforsøket plottes sammen med resultatene fra enaksiale trykkforsøk, og i vanlig bruk vil de komplettere hverandre (se Meddelelse nr. 24 Veglaboratoriet [\[72\]](#)).

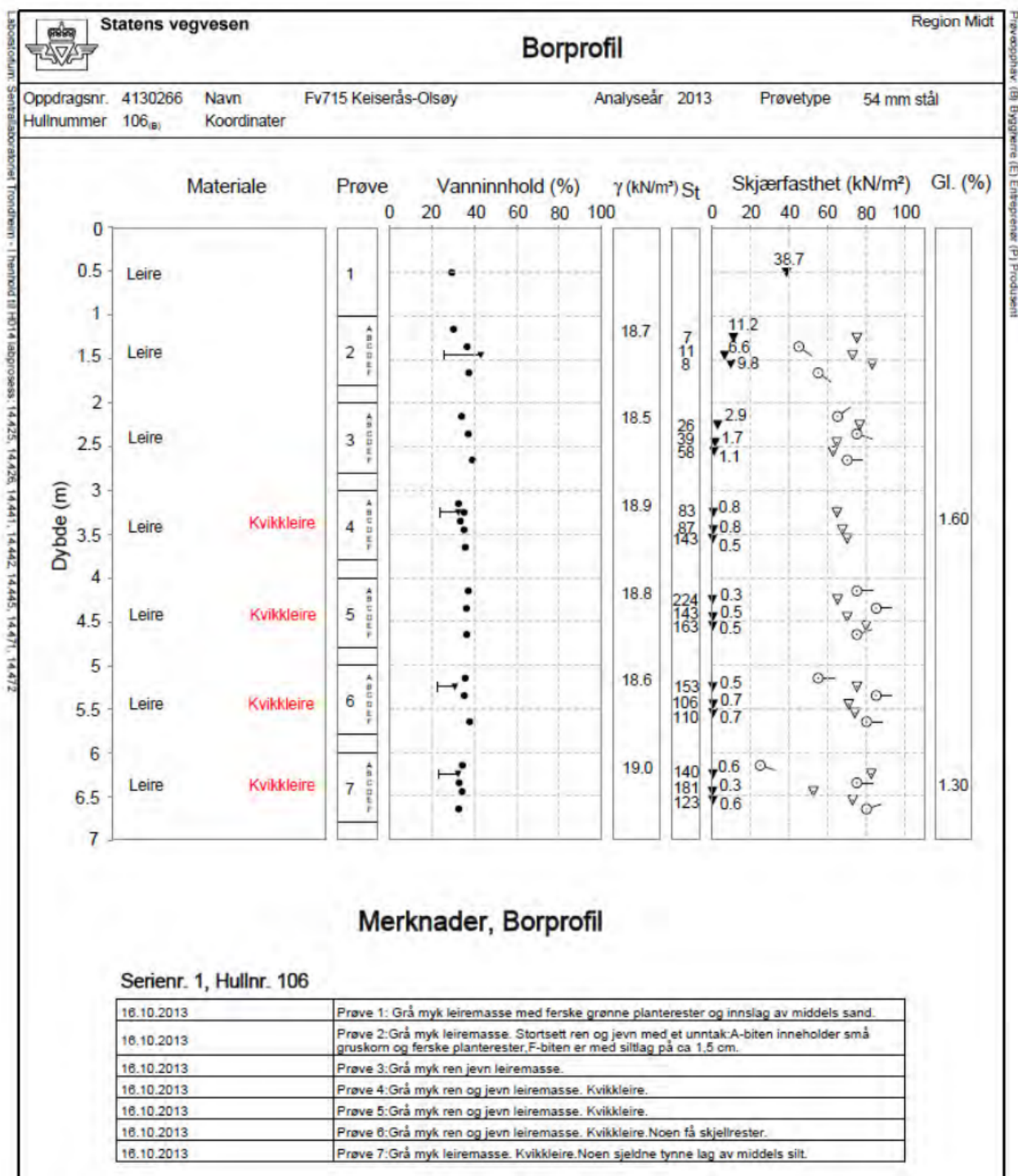
3.3.9 Presentasjon av data fra rutineundersøkelser – borprofil

Rutineundersøkelsene presenteres i dag ved hjelp av datasammenstilt i borprofiler ([figur 3.3.9—1](#)) og kornfordelingskurver ([figur 3.3.4—1](#)). Ved mottak av resultatene, er det nødvendig at saksbehandleren forsikrer seg om at de angitte verdier samsvarer med beskrivelsen av materialet. Jordartsbetegnelser sammenholdes både med korngraderingskurvene og med laborantenes visuelle beskrivelse/foreliggende bilder.

NGF melding nr. 2 [\[68\]](#) inneholder to tabeller for betegnelse ut fra skjærfasthet. Merknad 2 under tabell 14 (fra NS EN ISO 14688-2 [\[73\]](#)) i meldingen angir at den gamle tabellen (tabell 17) benyttes for norske forhold, og denne er vist i [tabell 3.3.9—1](#).

Tabell 3.3.9—1 — Udrenert skjærfasthet av kohesjonsjordprøver

Betegnelse av leire	Betegnelse av skjærfasthet	Udrenert skjærfasthet c_{ud} (kPa)
Meget bløt	Svært lav	<10
Bløt	Lav	10 – 25
Middels fast	Middels	25 – 50
Fast	Høy	>50



Figur 3.3.9—1 — Eksempel på utfylt borprofil

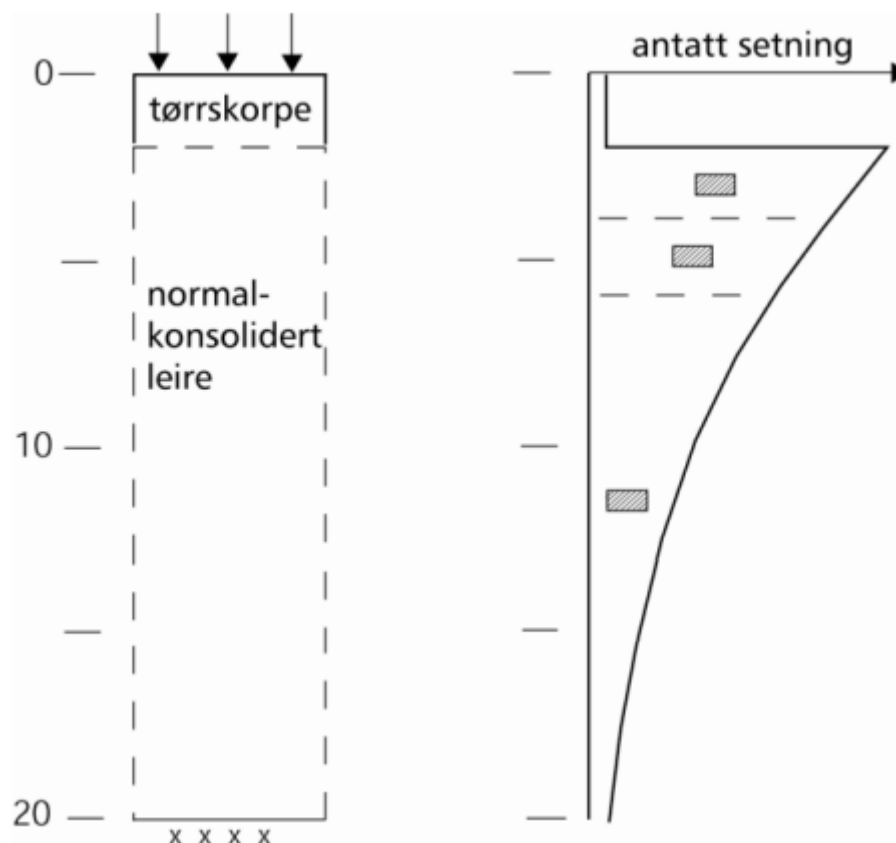
3.4 Ødometerforsøk

For enhver jordprøve er deformasjonsforløpet både tids- og spenningsavhengig. Den primære hensikten med ødometerforsøk er å bestemme denne tids- og spenningsavhengigheten for jordprøven. I tillegg til pre-konsolideringstrykk, modulverdier og konsolideringskoeffisient tolkes dimensjonsløse parametere (for eksempel modultallet m og tidsmotstandstallet t_s) fra ødometerresultater.

Jordprøven skjæres inn i en ødometerring av stål og vanlig høyde er ca. 20 mm med prøveareal 20 cm². Ødometerforsøk utføres enten med trinnvis eller kontinuerlig økende belastning.

3.4.1 Opplegg for og bestilling av ødometerforsøk

Prøvestykkene til ødometerforsøk tas blant de delprøvene som er minst forstyrret (midt i sylinderprøven; delprøver C, D jf. [Figur 3.2.5—1](#)), og slik at man får bestemt setningsegenskapene for alle setningsgivende lag. Ved homogene forhold er en til to prøver i hvert lag eller tre til seks prøver totalt som regel tilstrekkelig.



Figur 3.4.1—1 — Valg av prøver til ødometerforsøk

Ved homogene forhold velges prøvene slik at de dekker tilnærmet samme setningsbidrag, se [figur 3.4.1—1](#). Dersom man anslår at setningsbidraget fra 2 - 4,5 m dybde blir omtrent like stort som fra 4,5 - 9 m og 9 - 20 m dybde, tas en prøve i ca. 3 m, en i ca. 6,5 m og en i ca. 12 m dybde.

Prøvehøyden på ca. 20 mm er liten sammenlignet med de lagtykkelser den vanligvis representerer i beregningssammenheng. Dette har særlig betydning for drenasjebetingelsene og setningenes tidsforløp, hvor lagdeling og vurdering av drensvei vil kunne gi store utslag i tidsforløpet.

3.4.2 Kontinuerlige ødometerforsøk

3.4.2.1 Utstyr for kontinuerlige forsøk

I Statens vegvesen finnes det to typer ødometerapparater med fremgangsmåte som beskrevet i retningslinje R210 Laboratorieundersøkelser- metode 224 [\[62\]](#).

Begge ødometercellene har et øvre filter (toppfilter) mellom stampelet og prøven. Filteret gir en ensidig vertikal drenasje av prøven. Det nedre filteret (bunnfilteret) gir mulighet for poretrykksmåling under forsøket.

3.4.2.2 Forsøksprosedyrer for kontinuerlige forsøk

De kontinuerlige ødometerforsøkene vil kunne kjøres etter ulike prosedyrer. Mest vanlig i Norge er prosedyren med konstant tøyningshastighet (CRS - Constant Rate of Strain). Det er også mulig å utføre ødometerforsøk med kontinuerlig pålastning, såkalt CPR -Continuous Porepressure Ratio.

CRS forsøk

I et CRS - forsøk trykkes prøven sammen ved en forholdsvis lav, konstant tøyningshastighet, slik at poretrykket u_b som utvikles i det nedre filteret ved påført spenning nær overlagingstrykket σ'_{vo} ikke overstiger 10 % av aksial totalspenning σ . Er det ønskelig å bestemme konsoliderings-koeffisienten c_v eller permeabilitetskoeffisienten k fra ødometerforsøket forutsettes poretrykket u_b å være så lavt som mulig, men minst ha en verdi som gir $u_b/\sigma > 3\%$. Alternativt benyttes en mer nøyaktig poretrykksmålert som gir tilfredsstillende nøyaktighet ved svært små verdier av poretrykket. Tidsforbruket for et CRS - forsøk ligger vanligvis i området 6 - 20 timer, avhengig av materialet og av valgt tøyningshastighet (kvikkleire og humusholdig materiale vil kunne ta lengre tid).

Ved å foreta avlastning og ny pålastning i forsøket vil et mål på prøvens stivhet i de ulike lastfasene kunne oppnås. Det benyttes ulike prosedyrer for dette formålet. En måte er å belaste prøven til forventet effektivt pre-konsolideringstrykk σ'_p for deretter å avlaste til $(\sigma'_p + \sigma'_{vo})/2$, for så å laste videre til ca. $9\sigma'_p$. Alternativt vil det i første fase kunne lastes opp til $2\sigma'_p$ for deretter å laste av til $(2\sigma'_p + \sigma'_{vo})/2$ og så laste videre til $9\sigma'_p$. Verdier for effektivt pre-konsolideringstrykk σ'_p og effektivt overlagingstrykk σ'_{vo} vurderes i forkant av forsøket, eller hentes fra utførte forsøk på nærliggende prøver.

CPR forsøk

I et CPR-forsøk reguleres deformasjonshastigheten slik at poretrykk/vertikal totaltspenningsforholdet holdes konstant. Størrelsen av forholdet anses ikke å ha vesentlig betydning for resultatene så lenge det holdes lavere enn 50 %. Metoden gir en mulighet for tidsbesparelser ved at forsøkene vil kunne fullføres på 3-6 timer, men CPR-forsøkene krever overvåkning av styringsparameterne av operatøren for å sikre forsøk med god kvalitet.

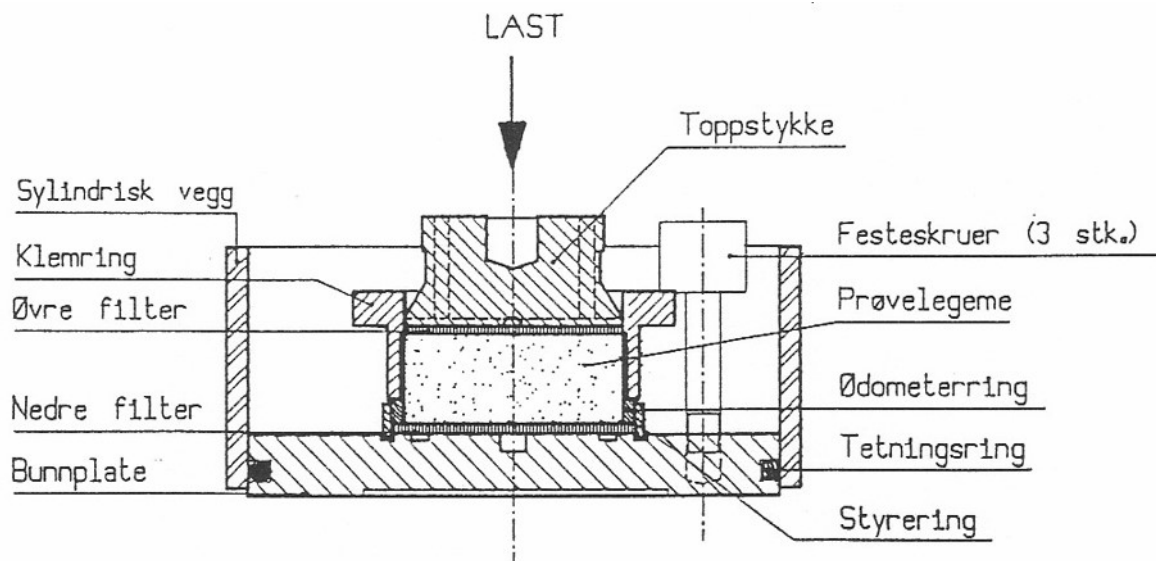
3.4.2.3 Presentasjon av resultater

Resultatene framstilles i diagram hvor tøyning ϵ , ødometermodul M og konsolideringskoeffisient c_v plottes mot midlere aksial effektivspenning ($\sigma_{av}' = \sigma_a - (2u_b/3)$). I mange sammenhenger brukes σ_m' for midlere aksial effektivspenning eller bare σ' . I tillegg plottes også poretrykksforholdet u_b/σ_a mot samme effektivspenning. Eksempel på presentasjon av resultater fra kontinuerlige ødometerforsøk er gitt i [figur 3.4.4.4—2](#).

3.4.3 Trinnvise ødometerforsøk

3.4.3.1 Utstyr for trinnvise forsøk

For å kunne tolke tidsmotstandstall r_s kjøres trinnvise ødometerforsøk. Trinnvise ødometerforsøk (IL-incremental loading) utføres med tosidig drenering, i topp og i bunn. Tradisjonelt påføres lasten manuelt ved hjelp av lodd i egen belastningsrigg, men med dagens moderne ødometerutstyr vil lasten kunne påføres og holdes konstant ved hjelp av automatikk, se eksempel i [figur 3.4.3.1—1](#).



Figur 3.4.3.1—1 — Prinsippskisse av toveis drenert ødometercelle for trinnvise ødometerforsøk

3.4.3.2 Forsøksprosedyrer for trinnvise forsøk

Vanligvis benyttes belastningsøkning $\Delta\sigma = \sigma$, noe som innebærer en fordobling av lasten mellom hvert lasttrinn. En mindre belastningsøkning vil kunne benyttes i nærheten av forventet pre-konsolideringsspenning, $\Delta\sigma = 0,5\sigma$. Gjennomføring av av- og rebelastningssløyfe som beskrevet i [kapittel 3.4.2.2](#) utføres i nærheten av forventet overlagringstrykk σ_{v0}' for å simulere svelling i prøven etter prøveopptak.

Ved påføring av last vil det settes opp et poreovertrykk i prøven, som etter hvert vil avta til null. Denne fasen tilsvarer primærkonsolidering av prøven for det aktuelle lastnivå. Trinntiden, varigheten av lasttrinnet, forutsettes minst å tilsvare tiden for fullstendig primærkonsolidering, som regel mellom 20 – 60 min for norske leirer. Hvis en vurdering av kryppparametere er ønskelig, anbefales trinntiden for minst ett lasttrinn under og ett over prekonsolideringsspenningen σ_p' å være vesentlig lenger; som regel mellom 12 til 24 timer. Dette gir et bedre estimat av tidsmotstandstall r_s rundt σ_p' .

Å kjøre trinnvise ødometerforsøk med lik trinntid for alle laster gir enklere tolkning av referansetid som tilsvarer OCR (se [kapittel 3.4.6.1](#)) eller σ_p' . Dette utdypes i [kapittel 8](#) i forbindelse med tilnærminger for setningsberegninger.

3.4.3.3 Presentasjon av resultater

Resultatene framstilles i diagram hvor tøyning ε , ødometermodul (spenningsmodul) M , konsolideringskoeffisient c_v , poretrykksforhold U_b/σ og permeabilitetskoeffisient k , plottes mot vertikal effektivspenning σ' . Et eksempel på presentasjon av resultater er vist i [figur 3.4.4.4—1](#).

3.4.4 Tolkning av deformasjonsparametre

Setningene for en konstruksjon eller fylling finnes ved å bestemme sedimentenes sammentrykning δ på grunn av tilleggsspenningene $\Delta\sigma'$. Kjernen i problemet består i å bestemme tøyingsbidragene $\Delta\varepsilon$ i de ulike sedimentlagene. For å kunne utføre dette er det nødvendig å bestemme sedimentenes deformasjons- og konsolideringsegenskaper, så som stivhet M , effektiv pre-konsolideringsspenning σ_p' , konsolideringskoeffisient c_v , samt tidsmotstand R og tidsmotstandstall r_s for bestemmelse av krypsetninger.

3.4.4.1 Setningenes tidsforløp og konsolideringskoeffisienten

For deformasjonsmekanismene i en jordart ved belastning henvises det til [kapittel 8](#).

Som en overslagsformel for bestemmelse av tid for 95% av primærkonsolideringsgrad etter en spenningsendring benyttes:

$$t_p \sim \frac{h^2}{c_v} \quad (3.4.4.1-1)$$

MERKNAD hvor

h = drensvei ($H/2$ ved tosidig drenasje, der H er tykkelsen av sedimentlaget)

c_v = konsolideringskoeffisient = 5 – 50 $\text{m}^2/\text{år}$

Konsolideringskoeffisienten c_v bestemmes i den klassiske konsolideringsteorien, der den er definert som:

$$c_v = \frac{M \cdot k}{\gamma_w} \quad (3.4.4.1-2)$$

MERKNAD hvor

M = stivhet (ødometermodul) ved aktuelt spenningsnivå (kPa)

k = permeabilitetskoeffisient ($\text{m}/\text{år}$)

γ_w = vannets tyngdetetthet (kN/m^3)

Bestemmelse av konsolideringskoeffisienten gjøres ved hjelp av Taylors konstruksjon (Janbu [74]), basert på tidsregistrering av deformasjonene på ett lasttrinn (trinnvis ødometer), eller et teoretisk uttrykk fra konsolideringsteorien (kontinuerlig ødometer). Verdiene for c_v er ofte langt høyere i forkonsolidert spenningsområde, og vil også vanligvis øke svakt med dybden i normalkonsolidert, homogen leire.

3.4.4.2 Primærkonsolidering – tolkning av stivhet

Jordstivheten bestemt i ødometerforsøk uttrykkes som ødometermodulen M , definert ved:

$$M = \frac{\Delta \sigma'}{\Delta \varepsilon} = \frac{\sigma_i - \sigma_{(i-1)}}{\varepsilon_i - \varepsilon_{(i-1)}} \quad (3.4.4.2-1)$$

Modulen plottes mot midlere spenning mellom nåværende og foregående trinn:

$$\sigma_m' = \frac{\sigma_i + \sigma_{(i-1)}}{2} \quad (3.4.4.2-2)$$

For å systematisere tolkningen av deformasjonsparametre benyttes tangentmodulkonseptet beskrevet av Janbu [74]. Her formuleres ødometermodulens spenningsavhengighet for en rekke jordarter gjennom det generelle uttrykket:

$$M = m \cdot \sigma_a \left[\frac{\sigma'}{\sigma_a} \right]^{1-a} \quad (3.4.4.2-3)$$

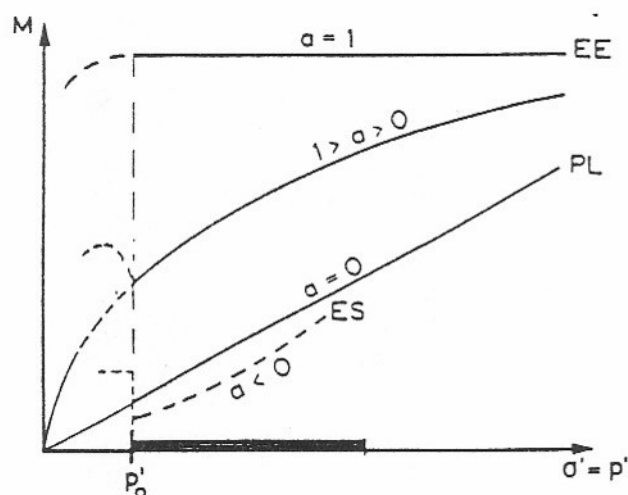
MERKNAD hvor

m = modultall avhengig av jordart og spenningstilstand (-)

σ' = vertikal effektivspenning (kPa)

σ_a = referansespenning (1 atm = 100 kPa)

a = spenningseksponent (-). $a = 1,0$ for OC-leire, og $a = 0$ for NC-leire og leirig silt



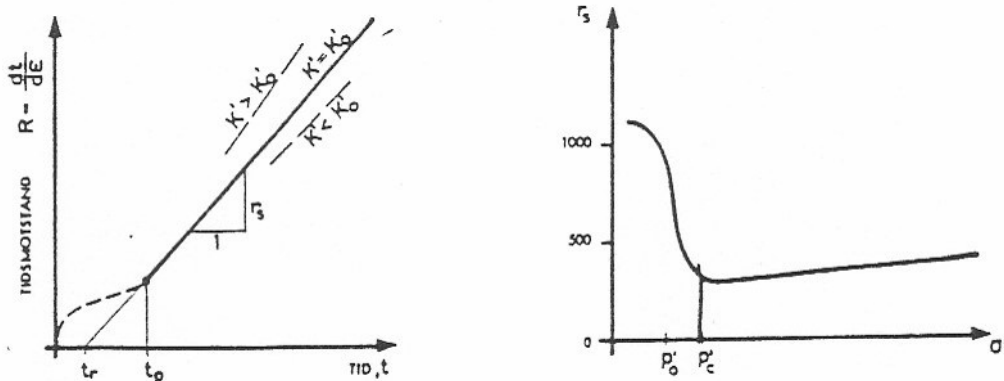
Figur 3.4.4.2—1 — Modulsystematisering med fire regnemodeller (Janbu [74])

3.4.4.3 Tidsavhengige deformasjoner – kryp

Mekanikken for langtidssetninger er en helt annen prosess enn den som finner sted under primærkonsolideringen. Det er rimelig å anta at disse deformasjonene i hovedsak skyldes krypeffekter i prøven under et tilnærmet konstant effektivspenningsnivå.

For å studere den tidsavhengige deformasjonsprosessen (langtidssetninger), innføres begrepet tidsmotstand:

$$R = \frac{dt}{d\varepsilon} \quad (3.4.4.3—1)$$



Figur 3.4.4.3—1 — Bestemmelse av tidsmotstanden R og tidsmotstandstallet r_s (Janbu [75]).

I et trinnvis ødometerforsøk plottes tidsmotstanden R mot midlere tid for hvert lasttrinn, se figur 3.4.4.3—1. I konsolideringsfasen har den et tilnærmet parabolisk forløp, men går via en overgangsfase rundt t_p (tid for primærkonsolidering) over til å være rettlinjet i sekundærfasen.

Stigningstallet i det lineære området definerer tidsmotstandstallet r_s . Denne parameteren plottes mot effektivspenningen for hvert lasttrinn, som vist i figur 3.4.4.3—1. For $t > t_p$ blir derfor uttrykket for tidsmotstanden:

$$R = r_s \cdot (t - t_r) \quad (3.4.4.3—2)$$

MERKNAD hvor

r_s = tidsmotstandstall (-)

t_r = referansetid (skjæringspunkt med tidsakse, se [figur 3.4.4.3—1](#))

3.4.4.4 Deformasjonsparametere og pre-konsolideringsspenning

Vurdering av pre-konsolideringsspenningen er viktig i forbindelse med setningsberegning og ved vurdering av skjærfasthetsmålinger, enten disse er udrenerte eller drenerte.

Modul

Ved belastning av en overkonsolidert leire opp mot og forbi σ_c' , skjer det en endring i kornstrukturen. Dette viser seg i plottene som en økning (knekk) i tøyningsskurven og et fall i M - og c_v -kurven, se [figur 3.4.4.4—2](#) og [figur 3.4.5—1](#). Merk at modulen som regel reduseres gradvis fra maksimalverdien ned mot verdien ved σ_c' . For setningsberegninger tas derfor representativ modul M_{oc} i det forkonsoliderte spenningsområdet ut som en konservativ middelvei mellom σ_{v0}' og σ_c' for å få riktig anslag av setningene.

Modultall og konsolideringskoeffisient

Modultallet m bestemmes som det lineære stigningsforholdet for modulkurven i det normalkonsoliderte området over σ_c' . Konsolideringskoeffisienten c_v tas ut som en middelvei for relevant spenningsområde i det aktuelle prosjektet.

Pre-konsolideringsspenning

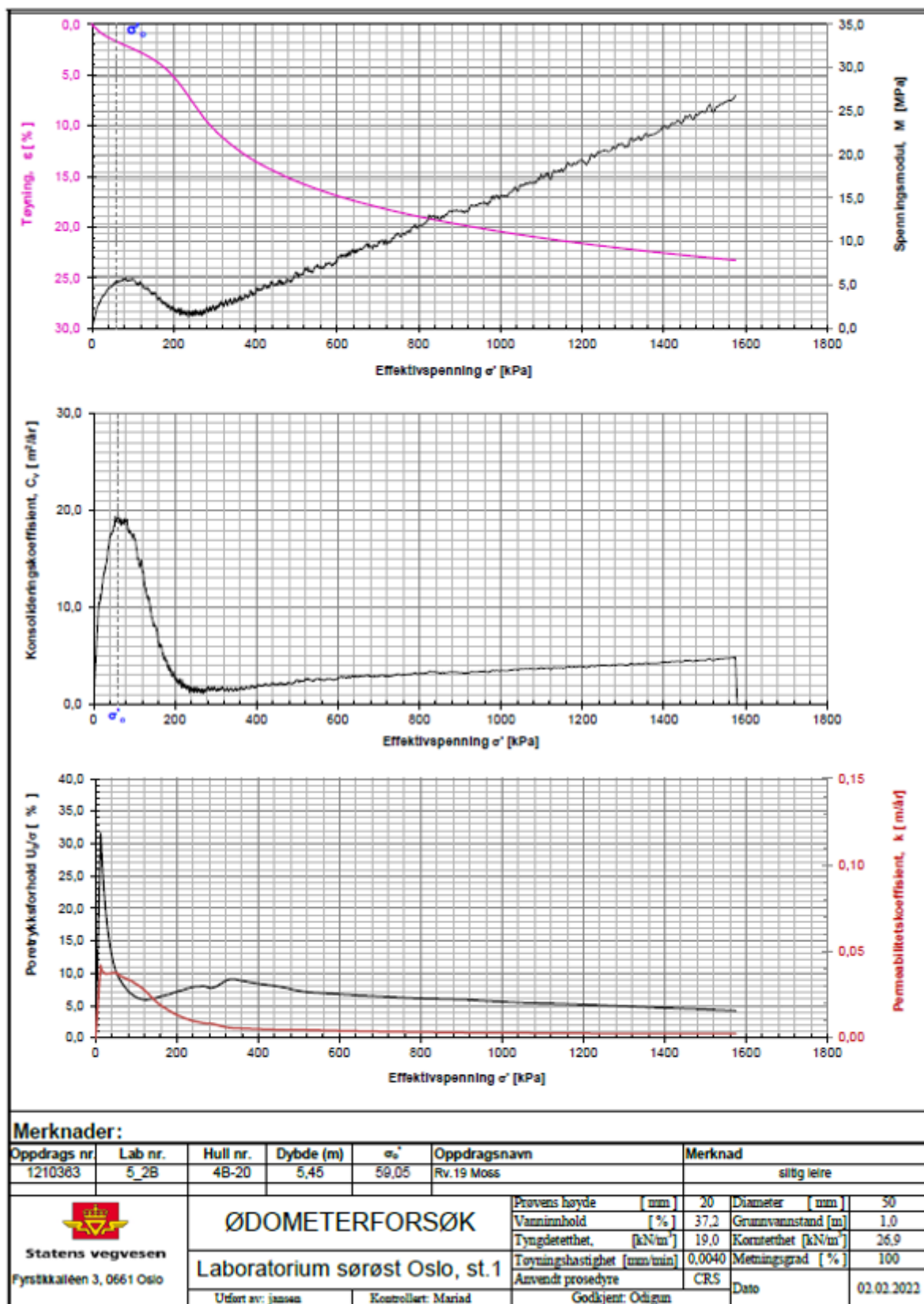
Bestemmelsen av pre-konsolideringsspenningen σ_p' vil kunne være vanskelig i mange jordarter, spesielt om kornstrukturen er nedbrutt som følge av prøveforstyrrelser eller andre årsaker. Lasttrinnes størrelse og spredning av målepunkter vil også kunne gjøre det vanskelig å bestemme pre-konsolideringsspenningen i et trinnvis ødometerforsøk.

En sikker bestemmelse av σ_p' er sentralt for en riktig beregning av deformasjoner. OCR eller σ_p' er ikke en unik verdi av en jordart, men avhenger av den tilsvarende tøyningshastigheten eller referansetiden benyttet i bestemmelse av σ_p' eller OCR fra laboratorieforsøkene. Derfor er det ikke fullstendig å kun angi σ_p' eller OCR-verdier for en jordart. Verdi av σ_p' eller OCR anbefales derfor å alltid angis sammen med den tilsvarende tøyningshastigheten (referansetid), se [kapittel 8](#).

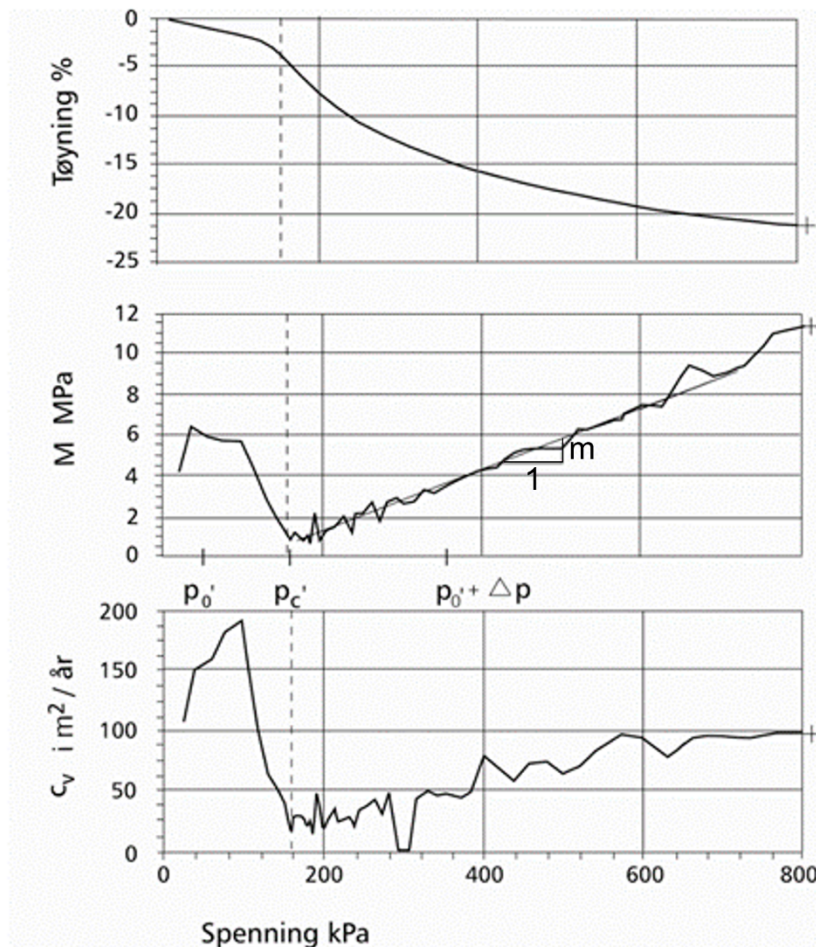
Erfaringsmessig vil en tilleggsspenning innenfor 75 % av σ_p' og skjærmobiliseringsgrad (f) mindre enn 0,5 kunne gi små krepsetninger jf. [Kapittel 8](#). Stivhetsutviklingen rundt σ_p' vil også indikere graden av struktorkollaps (sensitivitet) i prøven. I kvikkleirer vil ødometermodul (deformasjonsmodul) kunne bli meget liten i spenningsområdet rundt σ_p' .

Det anbefales å sammenstille (aritmetiske) plott av tolkede resultater fra ødometerforsøket for en samlet tolkning, for eksempel:

- Spenning - tøyning ($\sigma_{av}' - \epsilon$)
- Gjennomsnittlig spenning - modul ($\sigma_{av}' - M$)
- Gjennomsnittlig spenning - konsolideringskoeffisient ($\sigma_{av}' - c_v$)
- Spenning - tidsmotstandstall ($\sigma_{av}' - r_s$)



Figur 3.4.4.4—1 — Eksempel SVV plott - ødometerforsøk



Figur 3.4.4.4—2 — Resultater fra kontinuerlig ødometerforsøk med eksempel på tolkning av prekonsolideringsspenning. Tolkning etter Janbu [75]

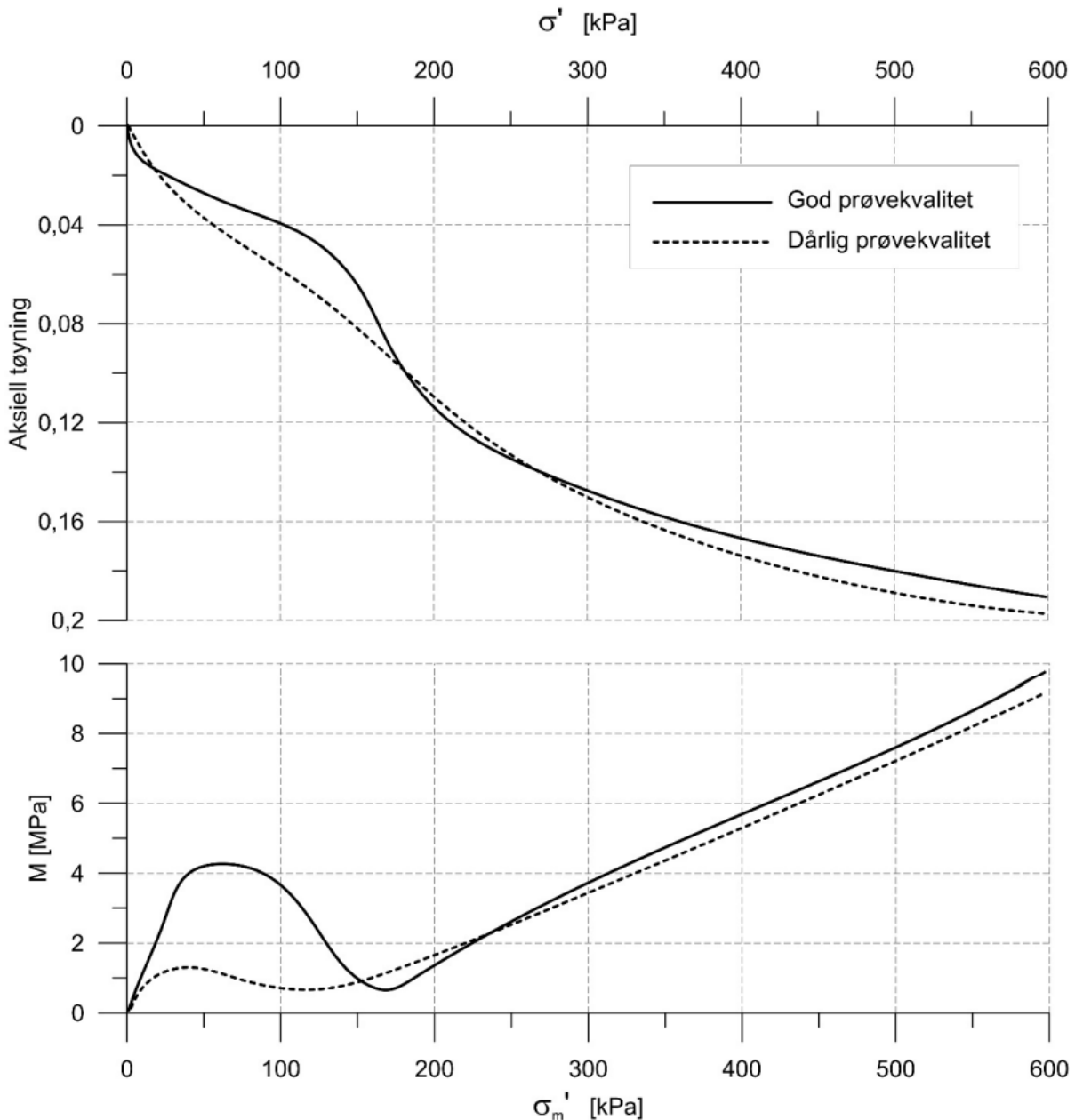
For tolkning av pre-konsolideringsspenningen σ_p' vises det til Janbu [75] kapittel 42 og Jensen [76].

3.4.5 Vurdering av prøveforstyrrelse i ødometerforsøk

Ved vurdering av resultater fra et ødometerforsøk, er det i første rekke materialoppførselen i det forkonsoliderte spenningsområdet som påvirkes av en eventuell prøveforstyrrelse. Dette vil kunne gi seg utslag i reduserte verdier for deformasjonsparametrene (M_{OC} , c_{vOC} og r_{SOC}) i dette spenningsområdet, og bare svakt fremtredende egenskapsvariasjoner ved passering av pre-konsolideringsspenningen (σ_p'). Prøveforstyrrelse vil ofte kunne gjøre det vanskelig å tolke σ_p' . I tillegg vil prøveforstyrrelse kunne gi jordmaterialet alt for lav stivhet (M_{OC}) for spenninger under pre-konsolideringsspenningen σ_p' og delvis for høy stivhet (M_{NC}) for spenninger like over σ_p' .

Typisk spennings-tøynings- og modulforløp for en forstyrret og en uforstyrret leirprøve som indikerer dette forholdet er vist i figur 3.4.5—1. En første, og sterk indikasjon på prøveforstyrrelse er at $\varepsilon-\sigma'$, $M-\sigma'$ eller $c_v-\sigma'$ kurvene gir lite markert definisjon av pre-konsolideringsspenningen.

Stor volumtøynings ved konsolidering av ødometerprøven til nåværende effektivt overlageringstrykk σ_{v0}' vil kunne være en indikasjon på prøveforstyrrelse. Tøyningen ε_{vol} som oppstår når man belaster prøven tilbake til sin opprinnelige vertikale effektivspenning σ_{v0}' har ofte blitt brukt som en vurdering av prøvens kvalitet. Denne kvantitative tilnærmingen følges logisk av den kvalitative tilnærming ved observering av formen på spenning – tøyningskurven. For nærmere omtale om prøve kvalitet vises det til kapittel 3.2.3.



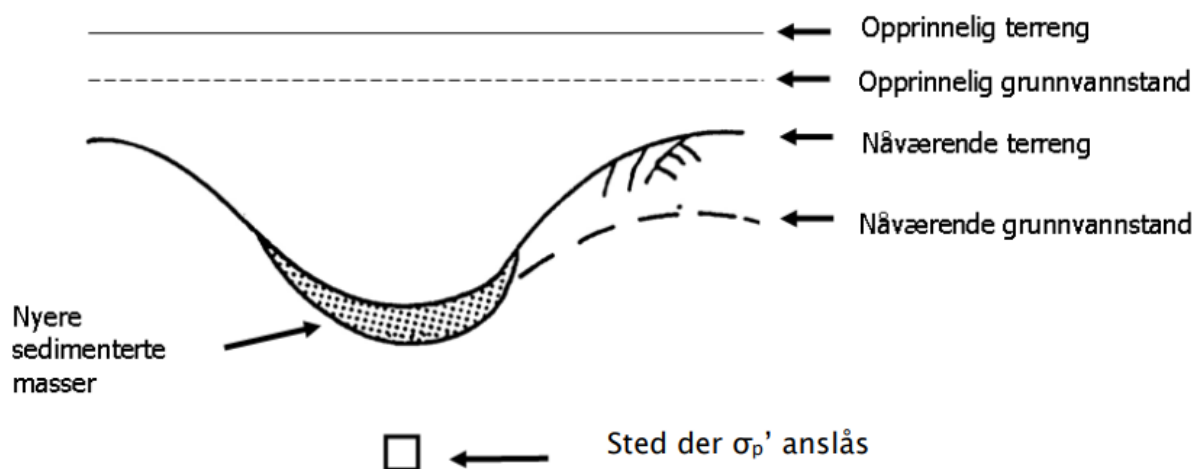
Figur 3.4.5—1 — Vurdering av prøveforstyrrelse i ødometerforsøk

3.4.6 Erfaringsverdier og korrelasjoner – deformasjonsparametre

3.4.6.1 Overkonsolideringsgrad OCR

Ideelt sett er det mulig å finne et estimat for pre-konsolideringsspenningen ved å forsøke å anslå opprinnelig terreng og grunnvannstand og dermed de opprinnelige effektivspenningene [figur 3.4.6.1—1](#). Slik reell pre-konsolidering assosieres vanligvis med at jorden tidligere har ligget under større overliggende jordmasser, eller tidligere har opplevd lavere grunnvannstand. Slike belastninger er utbredt over større områder og gir en stor dybdevirkning. Det er imidlertid flere aspekter som vurderes ved slike betraktninger. En av disse er at det etter nederoderiing av tidligere jordlag har det skjedd en relaksasjon av spenningene, der leirens tidligere struktur blir påvirket og sveller. Det er denne effekten spenningsekspONENTEN m i SHANSEP-modellen representerer (**S**tress **H**istory **A**nd **N**ormalised **S**oil **E**ngineering **P**roperties) (Ladd and Foott [\[77\]](#)) (se [kapittel 3.5.8.1](#)).

Anslag basert på opprinnelig terrengnivå justeres altså i henhold til denne faktoren. Videre vil det i en sone i dalbunnen kunne være avsetninger som er brakt dit ved senere sedimentering. Disse nye avsetningene har ikke vært utsatt for tidligere belastninger og er gjerne normalkonsoliderte.



Figur 3.4.6.1—1 — Erosjonsdal. Anslått tidligere terreng og grunnvannstand inntegnet

Figur 3.4.6.1—1 illustrerer hvordan ulike årsaker til pre-konsolidering representeres med prekonsolideringsspenning og OCR i dybden for en tenkt situasjon. Vurdering av disse effektene krever kompetanse og erfaring av geoteknikeren. OCR defineres ved:

$$OCR = \frac{\sigma_p'}{\sigma_{v0}'} \quad (3.4.6.1—1)$$

MERKNAD hvor

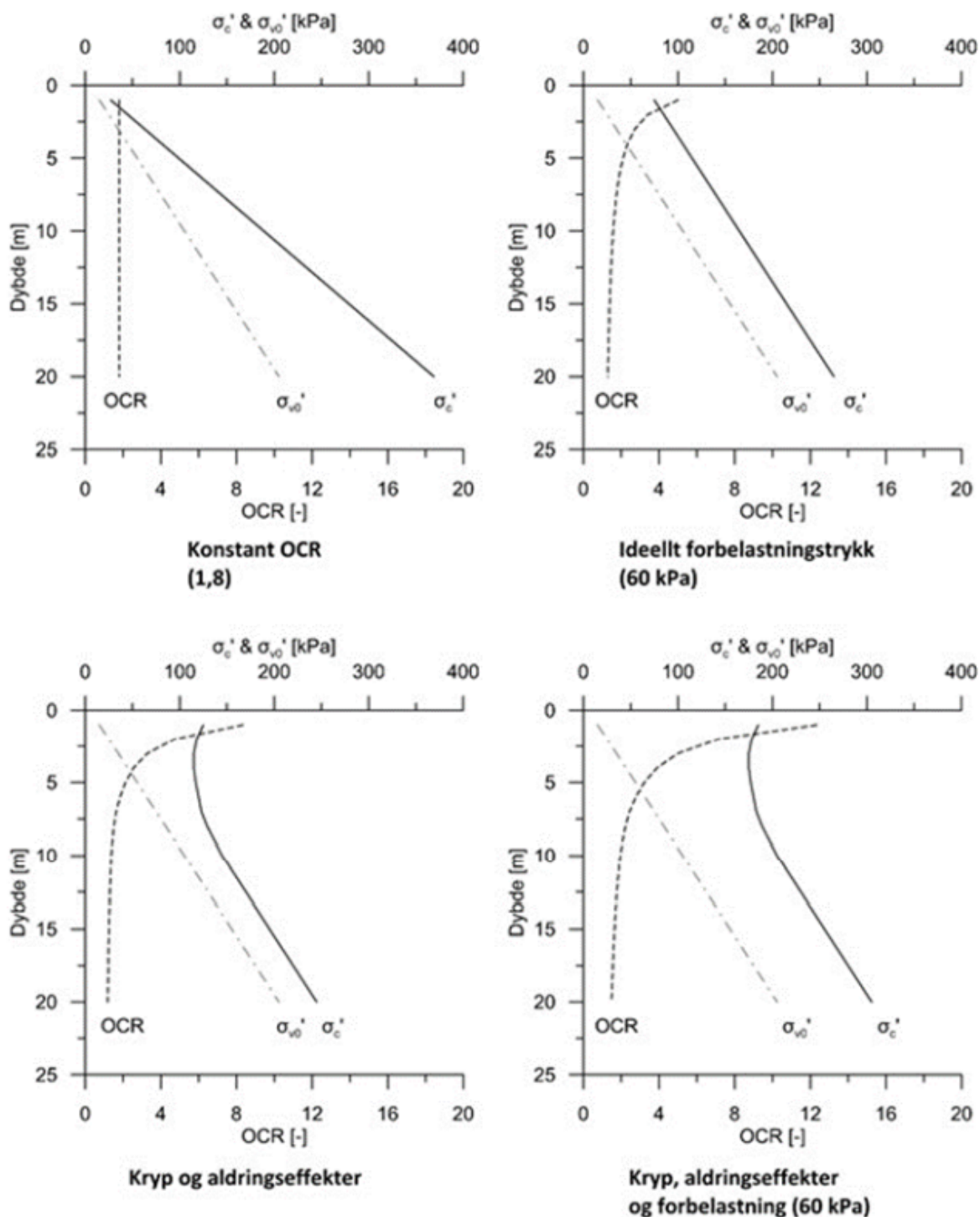
σ_p' = pre-konsolideringsspenning

σ_{v0}' = vertikal effektivspenning

Det er også slik at uttørking av jorden under fordampning og under oksidasjon, som for tørrskorpeleire, kan påføre jorden negative kapillærspenninger som gir en tilsynelatende tidligere pålastning og en svært konkret økning av skjærfasthet og ødometermoduler. En liknende effekt oppstår når leire og silt utsettes for vannoppsuging i frostperioden. Slike effekter er ikke pre-konsolidering i vanlig forstand, men de påfører samme effekt, om enn mer lokalt i dybde og sideutbredelse.

Over lang tid vil kryp i sedimentene også gi en effekt som tilsvarer økning i pre-konsolideringsspenningen. Denne effekten alene gjør at vi i Norge normalt ikke påtreffer OCR lavere enn ca. 1,4 tilsvarende en dags referansetid i trinnvise ødometerforsøk og tolket fra høykvalitet forsøk, med mindre det er artesiske poretrykksforhold (Degago [78]). Slike krypeffekter vil kunne virke i stor dybde og forutsettes vurdert hvis man anslår OCR fra tidligere terreng.

Pre-konsolideringsspenning eller OCR er avhengig av hastighet, se kapittel 8 og figur 3.4.6.1—2. I laboratorieforsøk tolkes ulike σ_c' og OCR avhengig av valgt hastighet ved utførelse av forsøkene. Det betyr at σ_c' og OCR ikke er en unik verdi for en jordart. Det anbefales derfor at disse verdiene oppgis sammen med den tilhørende referansetiden/tøyningshastigheten. Dette er spesielt viktig for beregninger/vurderinger av krypdeformasjoner.



Figur 3.4.6.1—2 — Illustrasjon av pre-konsolideringsspenning og OCR ved ulike lastsituasjoner

3.4.6.2 Korrelasjoner mellom pre-konsolideringsspenning og udrenert skjærfasthet

Den udrenerte skjærfastheten for en leire vil teoretisk kunne defineres som et skjærfasthetsnivå som forblir konstant mens materialet utsettes for store tøyningseffekter. En slik oppførsel synes å være

mest relevant for korttids, udrenert belastning på bløt, normalkonsolidert leire. Dette konstante, maksimale skjærspenningsnivå forklares som den udrenerte skjærfastheten for materialet, c_u .

I slike tilfeller er maksimal skjærspenning i teorien styrt av det eksisterende effektivspenningsnivå i jorden før prøvetaking, σ_{v0}' i normalkonsoliderte eller σ_p' i overkonsoliderte sedimenter. Den maksimale in situ skjærspenning er derfor gitt av Janbu [79]:

$$\tau_{max} = \frac{(1 - K_0') \cdot (\sigma_{v0}' + a)}{2} \quad (3.4.6.2-1)$$

Når en uforstyrret normalkonsolidert prøve testes vil man teoretisk kunne forvente at

Ved å benytte Jaky's formel:

$$K_0' = 1 - \sin\phi \quad (3.4.6.2-2)$$

i [formel \(3.4.6.2-1\)](#) fås følgende tilnærmede uttrykk:

$$c_u = \frac{\sin\phi \cdot (\sigma_{v0}' + a)}{2} = \alpha_u \cdot (\sigma_{v0}' + a) \quad (3.4.6.2-3)$$

MERKNAD hvor

$$\alpha_u = \sin\phi/2 = (\sim 0,22 - 0,28)$$

a = attraksjon

Verdier for den udrenerte skjærfastheten c_u fra laboratorie- (treaks) og feltforsøk (CPTU) vil ved ideelle forhold samsvare bra med [formel \(3.4.6.2-1\)](#) i homogene, normalkonsoliderte leirer.

Ettersom c_u er en funksjon av tidligere maksimalt effektivspenningsnivå, eksisterer det også en sammenheng mellom c_u og pre-konsolideringsspenningen σ_p' for overkonsoliderte leirer. For klassifikasjons- og identifikasjonsformål vil den udrenerte skjærfastheten da kunne bestemmes som:

$$\tau_c = \frac{(1 - K_0') \cdot (\sigma_p' + a)}{2} = \alpha_u \cdot (\sigma_p' + a) \quad (3.4.6.2-4)$$

I [kapittel 3.5.8.1](#) behandles SHANSEP-modellen med tanke på anvendelse for å estimere udrenert skjærfasthet. Denne modellen beskriver en sammenheng mellom udrenert skjærfasthet og spenningstilstand inkludert OCR:

$$\frac{c_u}{\sigma_{v0}'} = S(OCR)^m \quad (3.4.6.2-5)$$

S er en faktor som sier noe om hvor høy fastheten er i normalkonsolidert tilstand. Faktoren m vektet betydningen av OCR på fasthetsforholdet. Uttrykket er mulig å inverteres for å gi et estimat for OCR og σ_p' . Uten videre kunnskap om grunnforholdene vil man med utgangspunkt til [figur 3.5.8.1-1](#) i [kapittel 3.5.8.1](#) kunne anta $S = 0,25$ og $m = 0,65$ som et første estimat.

3.4.6.3 Korrelasjoner mellom pre-konsolideringsspenning og data fra CPTU

Det finnes flere studier som har relatert OCR og forbelastningsspenning til målte data fra CPTU-sonderinger. Noen av disse er listet opp her. Alle disse anslagene for forbelastningsspenning har sine begrensninger og anbefales å brukes med forsiktighet.

Senneset et al. [80] og Sandven [81] tar utgangspunkt i en sammenheng mellom udrenert skjærfasthet og pre-konsolideringsspenning i sin tolkning:

$$\sigma_p' = \frac{u_2 - u_0}{N_{\Delta u} \alpha_u} - a \quad (3.4.6.3-1)$$

$$\sigma_p' = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt} \alpha_u} - a \quad (3.4.6.3-2)$$

MERKNAD hvor

u_2 = målt poretrykk

u_0 = in situ poretrykk

q_t = korrigert spissmotstand

a = attraksjon

$\alpha_u = \sin\phi/2 \approx 0,22-0,28$

$N_{\Delta u}$ = bæreevnefaktor CPTU-poretrykksbasert

N_{kt} = bæreevnefaktor CPTU-spissmotstandbasert

Ved å studere store datasett har Chen & Mayne [82]) foreslått følgende empiriske relasjon:

$$\sigma_p' = 0,53(u_2 - u_0) \quad (3.4.6.3-3)$$

Karlsrud et al. [83] har studert data for norske leire. Den empiriske korrelasjonen med best treff ble funnet å være:

$$OCR = \left(\frac{1}{3} \times \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \right)^{1,20} \quad S_t < 15 \quad (3.4.6.3-4)$$

$$OCR = \left(\frac{1}{2} \times \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma_{v0}'} \right)^{1,11} \quad S_t > 15 \quad (3.4.6.3-5)$$

3.4.6.4 Deformasjonsparametre i leire og silt

Overkonsolidert materiale

Normaliserte verdier av ødometermodulen som funksjon av udrenert skjærfasthet M/c_u vil vanligvis variere i området 100 – 250 med verdier for bløt leire. I henhold til Statens vegvesens erfaringer kan dette forholdet i gjennomsnitt settes lik $M_{max}/c_u \sim 150$.

Dette stemmer godt overens med resultater fra Karlsrud & Hernandez-Martinez [84], der utgangspunktet har vært ødometer- og treaksialforsøk på høykvalitets blokkprøver, se figur 3.4.6.4—1. Disse resultatene viser at forholdet kan nyanseres som følger:

$$OCR < 1,5: \quad M_{max}/c_u = 125$$

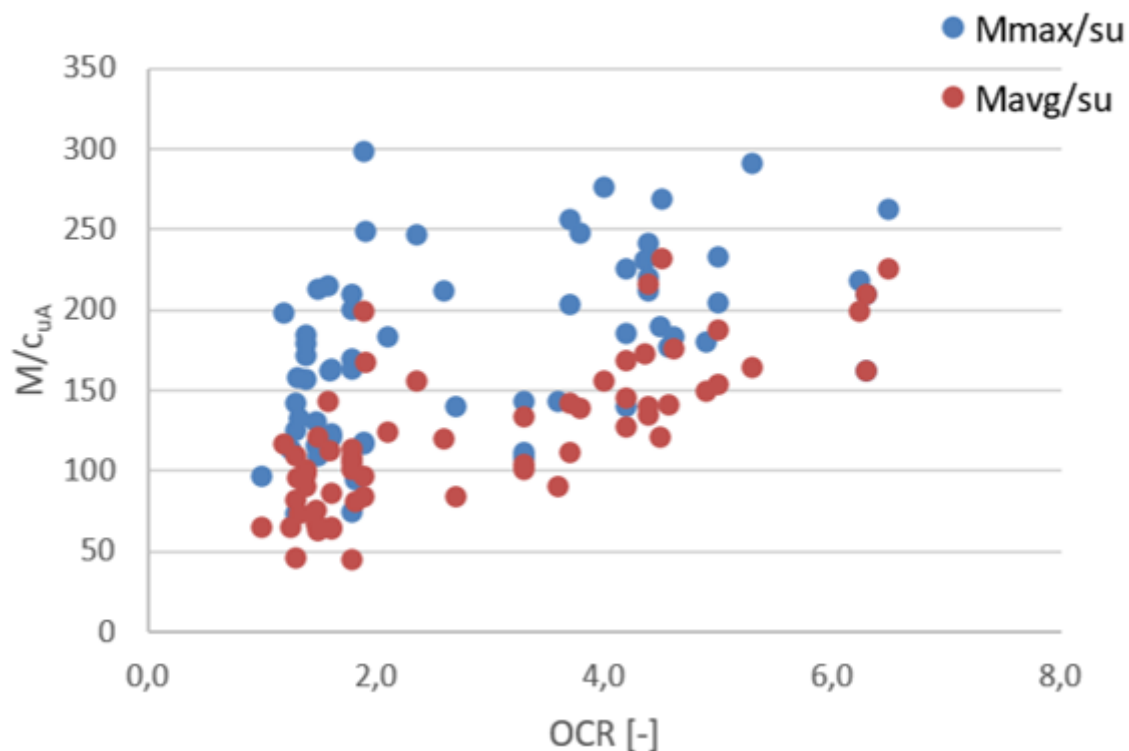
$$OCR > 1,5: \quad M_{max}/c_u = 150$$

Moduluttrykkene for leire kan skrives som følger (jf. Janbu [75]):

$$M = m_{oc} \cdot \sigma_a = \text{konstant} \quad (3.4.6.4-1)$$

Vanlige verdier for modultallet m_{oc} varierer mellom 100 og 500, avhengig av leirens pre-konsolideringsgrad. Denne parameteren påvirkes i betydelig grad av eventuell prøveforstyrrelse.

$$M = m \cdot (\sigma' - \sigma_r') \quad (3.4.6.4-2)$$



Figur 3.4.6.4—1 — Sammenheng mellom modulforholdet M/c_u (aktive treaksialforsøk) og prekonsolideringsforhold for norske leirer (NGI rapport 20051014-1 [85]).

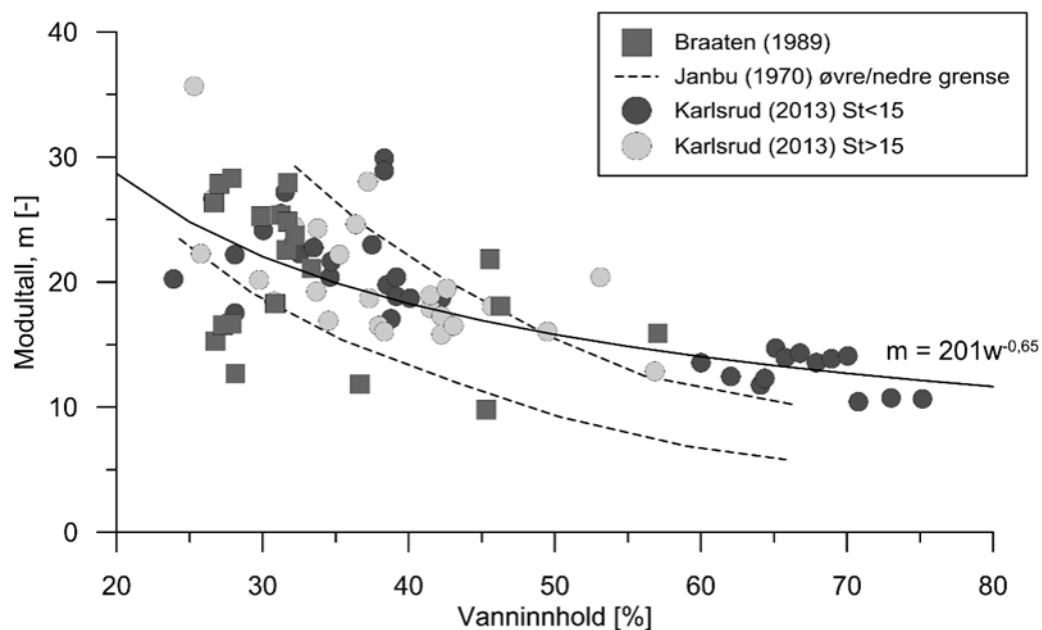
Normalkonsolidert materiale

Med bakgrunn i vanlige verdier for modultallet, vil følgende orienterende klassifisering kunne angis (Janbu [75]):

Tabell 3.4.6.4—1 — Vanlige modultall for leire

Betegnelse av leire	Modultall (-)
Bløt	$m < 10$
Middels fast	$10 < m < 20$
Fast	$m > 20$

Det eksisterer også korrelasjoner mellom modultallet m som funksjon av vanninnhold w som er godt dokumentert for norske leirer (spenningsekspONENT $a=0$). Modultallet m som funksjon av vanninnhold i prosent av tørr vekt er vist i figur 3.4.6.4—2. Figuren inneholder data fra Braaten [86], Karlsrud & Hernandez-Martinez [84] og Janbu [75]. Det er presentert trendlinje gjennom datasettet som kan benyttes som anslag. Imidlertid er det slik at denne trendlinjen i stor grad styres av tre lokasjoner i Karlsrud & Hernandez-Martinez [84] med høyt vanninnhold. For mer konservative anslag kan verdier anslås ved å støtte seg til grenseverdiene indikert av Janbu [75].



Figur 3.4.6.4—2 — Modultallet for leire. (Data fra Braaten [86], Janbu [75] og Karlsrud & HernandezMartinez [84]).

3.4.6.5 Deformasjonsparametre i grovsilt og sand

For grovsilt og sand benyttes følgende moduluttrykk (Janbu [75]):

$$M = m\sqrt{\sigma' \cdot \sigma_a} \quad (3.4.6.5—1)$$

MERKNAD hvor

σ_a = referansespenning = 1 atm $\approx$ 100 kPa.

For sandige jordarter kan følgende klassifisering angis for normalkonsoliderte sedimenter under grunnvannstand (Janbu [75]):

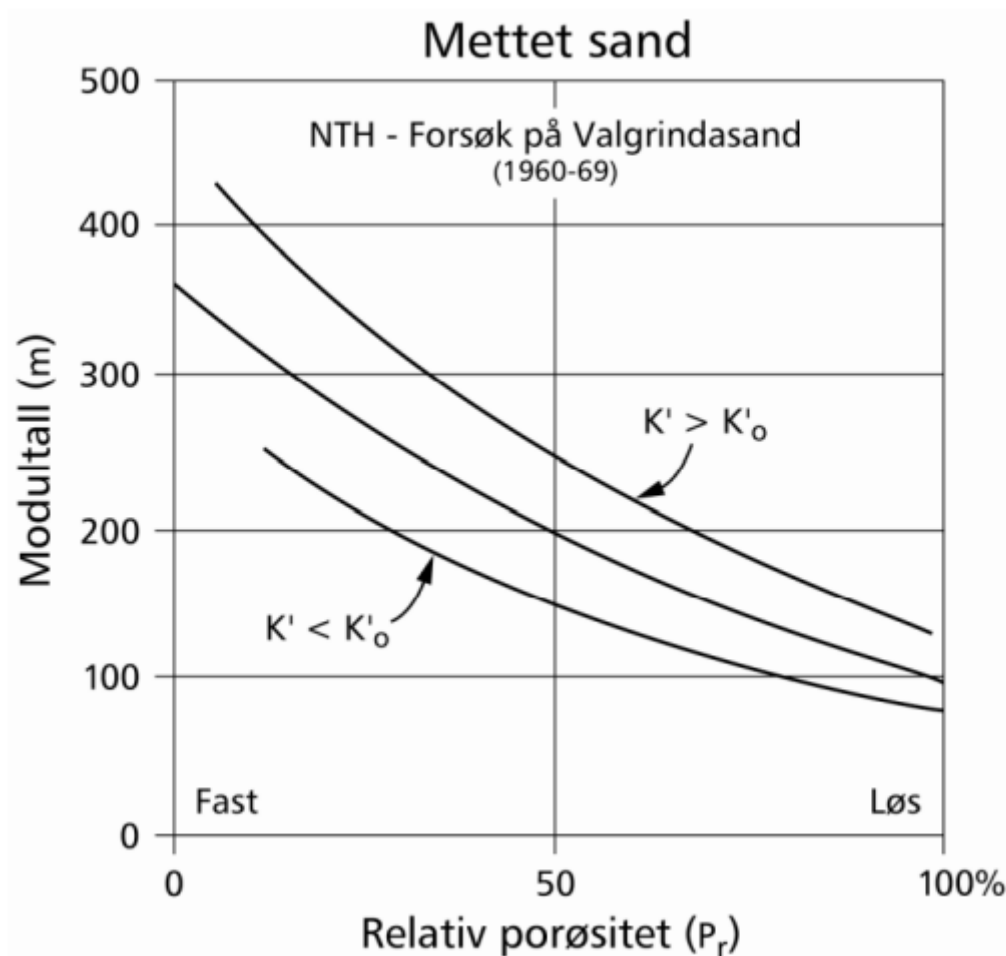
Tabell 3.4.6.5—1 — Vanlige modultall for sand

Betegnelse av sand	Modultall (-)
Løs, fin	$m < 150$
Middels	$150 < m < 250$
Fast, grov	$m > 250$

Tørr og jordfuktig sand over grunnvannstand viser vanligvis høyere m - verdier for samme relative porøsitet. Skarpe og sterke korn, for eksempel kvartsrik sand, gir høyere modultall enn svake og runde korn. Spesielt synes innhold av glimmerminerale å svekke deformasjonsegenskapene betydelig.

Uorganisk silt har oftest modultall mellom 25 og 100, mens innhold av organisk materiale generelt vil redusere stivheten for granulære materialer.

Sandens modultall og øvrige deformasjonsegenskaper er også avhengig av lagringsbetingelsene. Figur 3.4.6.5—1 viser en sammenheng mellom sandens relative porøsitet og modultall for Valgrinda sand, som er sandavsetning av middels – fin, kvartsrik sand.

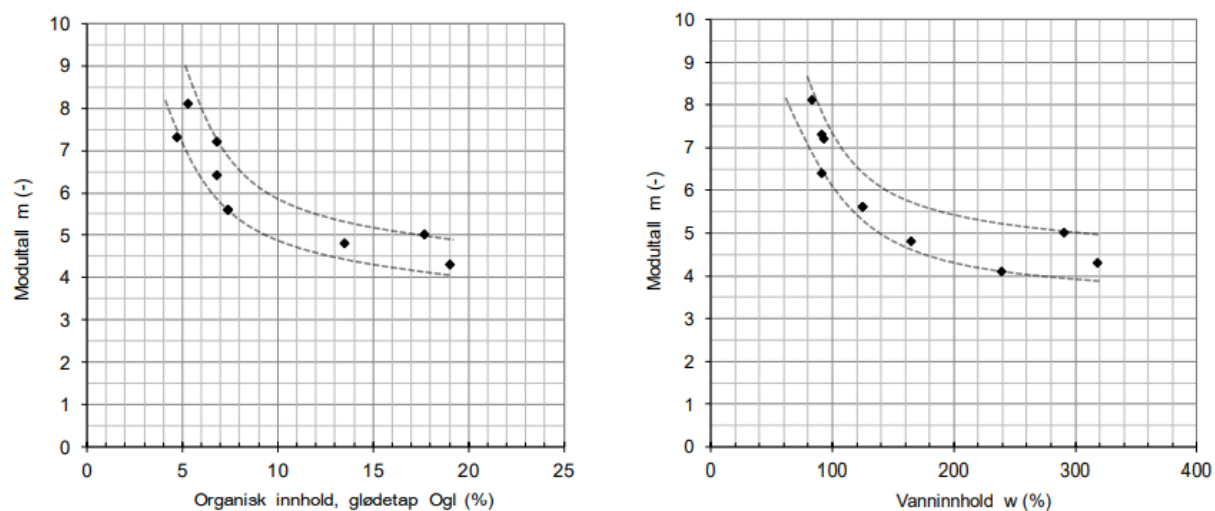


Figur 3.4.6.5—1 — Eksempel på verdier av modultallet m for mettet sand. For tørr sand kan verdiene dobles (Janbu [75]).

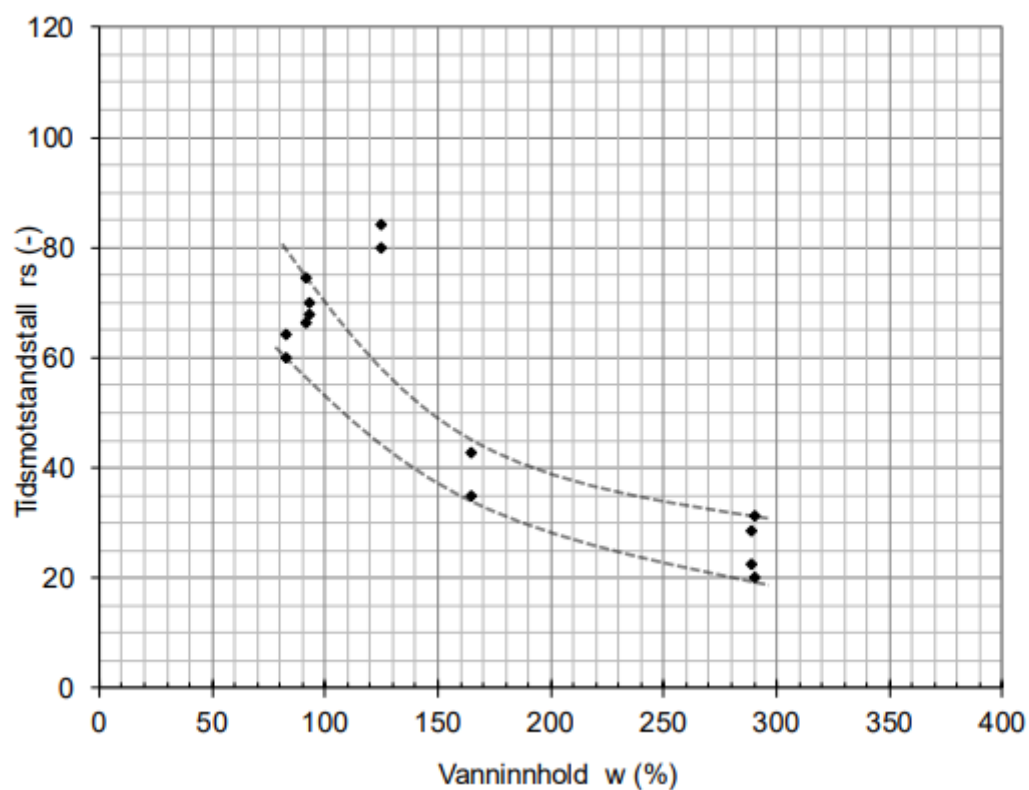
3.4.6.6 Deformasjonsparametre i gytje

I tilfeller der det ikke er utført ødometerforsøk vil deformasjonsparametre kunne anslås basert på korrelasjon mot organisk innhold og vanninnhold. Holstad og Degago [87] presenterer korrelasjoner basert på forskning fra felt- og laboratorieforsøk fra Nordalsbotn ved Kopervik på Karmøy i Rogaland (Holstad [88]). Materialets tyngdetetthet γ er funnet å ligge mellom 11-15 kN/m³. Materialets flytegrense w_L ligger mellom 89% og 286%. Studiet er basert på prøveserier tatt fra 1 m til 10 m dybde med avtagende vann- og organisk innhold med dybden. Forsøkene viser at det høye vanninnholdet og humusinnholdet i prøvene har stor innvirkning på materialets modultall m og at modultallet blir lavere ved økende vanninnhold og humusinnhold (figur 3.4.6.6—1). Den samme trenden er funnet for tidsmotstandstallet (r_s) (figur 3.4.6.6—2) og for konsolideringskoeffisienten (c_v), (figur 3.4.6.6—3). De stiplede linjene i figurene skisserer trender på øvre og nedre grenser. Tilsvarende korrelasjoner fra Sverige følger lignende trend og for ytterligere dokumentasjon av disse henvises til Larsson [89] og TK Geo [90].

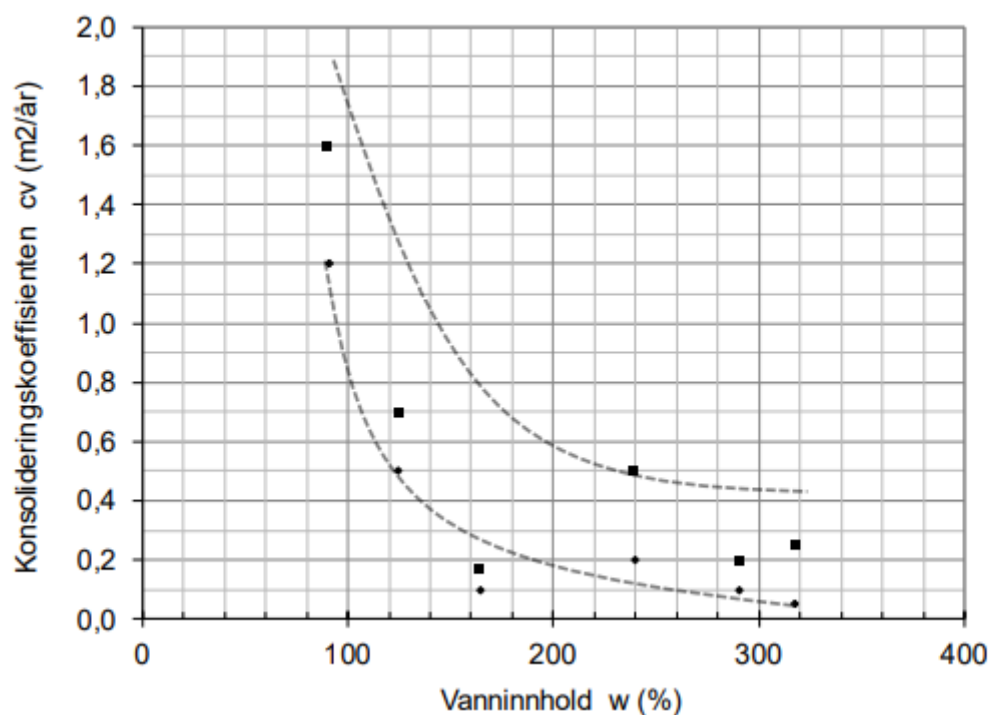
Janbus modultall m , tidsmotstandstallet r_s og konsolideringskoeffisienten c_v vil kunne anslås basert på organisk innhold og vanninnhold for setningsberegninger i gytje, se kapittel 8. Resultatene fra figurene vil også kunne brukes til å gi et grovt estimat når det ikke finnes resultater fra avanserte forsøk og når det er behov for å estimere deformasjonsegenskaper. Det bemerkes at parametrene presentert i figur 3.4.6.6—1 og figur 3.4.6.6—2 er basert på tolkning av CRS og IL ødometerforsøk fra naturlig tøyning og vil kunne brukes som veiledende parametre for tilsvarende materiale som i studiet (Holstad [88]).



Figur 3.4.6.6—1 — Modultall (m) mot organisk innhold og vanninnhold (etter Holstad og Degago [87])



Figur 3.4.6.6—2 — Tidsmotstandstallet (r_s) mot vanninnhold (etter Holstad og Degago [87])



Figur 3.4.6.6—3 — Konsolideringskoeffisienten c_v mot vanninnhold (etter Holstad og Degago [87])

3.4.6.7 Setningenes tidsforløp – konsolideringskoeffisient

Konsolideringskoeffisienten c_v er bestemt i den klassiske konsolideringsteori, der den er definert som:

$$c_v = \frac{M \cdot k}{\gamma_w} \quad (3.4.6.7-1)$$

MERKNAD hvor

M = ødometermodul ved aktuelt spenningsnivå (kPa)

k = permeabilitetskoeffisient (m/år)

Konsolideringskoeffisienten er betydelig høyere i det forkonsoliderte spenningsområdet enn i jomfruspenningsområdet, der verdiene for konsolideringskoeffisienten som regel viser en svak økning med økende effektivspenningsnivå. Norske leirer har normalt $c_v = 2 - 25 \text{ m}^2/\text{år}$, mens utenlandske høyplastiske leirer vil kunne ha langt lavere verdier. For silt og sand vil c_v kunne variere fra hundre til flere tusen ganger disse verdier jf. NGF melding nr. 2 [68]. Tabell 3.4.6.7—1 viser en orienterende sammenstilling mellom konsolideringskoeffisient og udrenert skjærfasthet i norske leirer med varierende fasthet. Generelt vil siltige, magre leirer vise høyere verdier enn fete, leirrike sedimententer.

Tabell 3.4.6.7—1 — Variasjon av konsolideringskoeffisienten c_v i leire

Leirtype	c_u (kN/m ²)	c_v (m ² /år)
Fast	> 50	20 - 50
Middels fast	25 - 50	10 - 30
Bløt	0 - 25	0,5 - 15

3.4.6.8 Sekundærsetninger

Tidsmotstandstallet er betydelig større i det forkonsoliderte spenningsområdet enn i jomfruspenningsområdet, noe som ofte utnyttes til bestemmelse av prekonsolideringsspenningen σ'_p fra trinnvise ødometerforsøk. Når det ikke foreligger måledata fra ødometerforsøk vil r_s - verdier kunne estimeres fra erfaringsdata i ulike jordarter med utgangspunkt i [tabell 3.4.6.8—1](#). For eksempel på typisk sammenheng mellom vanninnhold og kryp-tall vises det til Janbus Rankine lecture [\[91\]](#).

Tabell 3.4.6.8—1 — Tidsmotstandstall r_s (Janbu [\[75\]](#)).

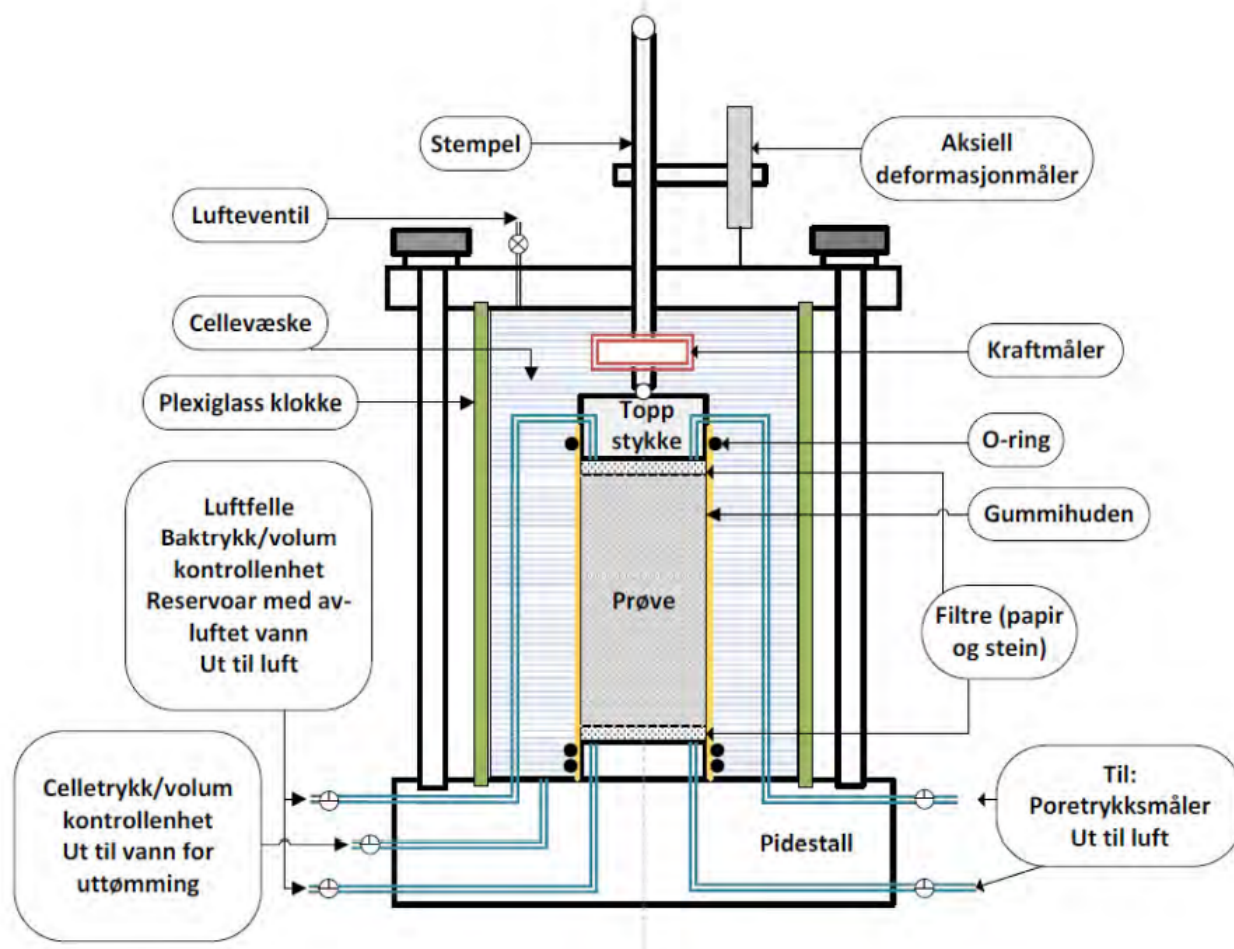
Materiale	r_s (-)
Torv	25 - 75
NC-Leire	100 - 500
OC-Leire	1000 - 5000
NC-Sand	1000 - 10000
Porøs stein	25000 - 60000

3.5 Treksialforsøk

3.5.1 Opplegg for og bestilling av treksialforsøk (inkl. valg av prøvestykker)

Prøvestykkene til treksialforsøk tas blant de delprøvene (midt i sylinderprøven C, D delprøver) som er minst forstyrret, se [figur 3.2.5—1](#).

3.5.2 Utstyr for treaksialforsøk



Figur 3.5.2—1 — Illustrasjon av treaksialsystem

3.5.3 Utførelse, vurdering og tolkning av treaksialforsøk

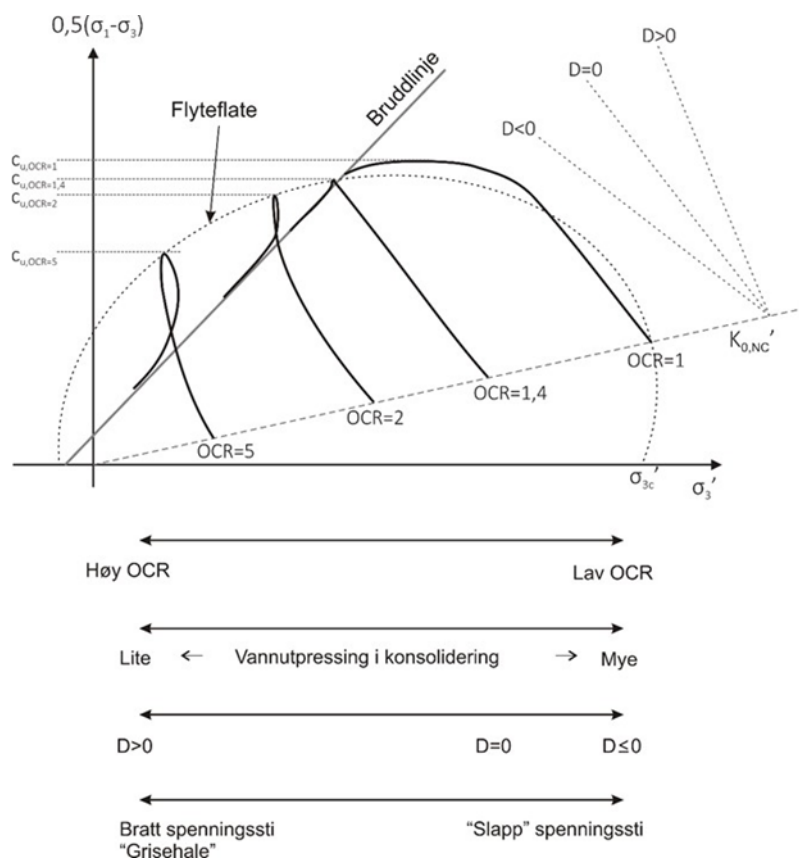
Dette avsnittet presenterer et rammeverk for enhetlig bestilling, vurdering og tolkning av treaksialforsøk. Det er kjent at jords oppførsel under belastning kan beskrives ved flyteflater, der størrelsen på flyteflaten bestemmes av tidligere spenningshistorie. For spenningsstilstander innenfor flyteflaten vil responsen være stiv og dominert av ren elastisk deformasjon. Belastes materialet videre til å berøre flyteflaten blir responsen mykere og i hovedsak plastisk (irreversibel). Dette er helt analogt til overkonsolidert og normalkonsolidert respons i et ødometerforsøk med endring i materialoppførsel når prekonsolideringsspenningen σ_p' passeres.

[Figur 3.5.3—1](#) illustrerer dette konseptet for et sett med idealiserte treaksialforsøk. Eksemplet viser hvordan forskjellig konsolideringsnivå for samme flyteflate vil gi ulike respons i et CAU_C -treaksialforsøk.

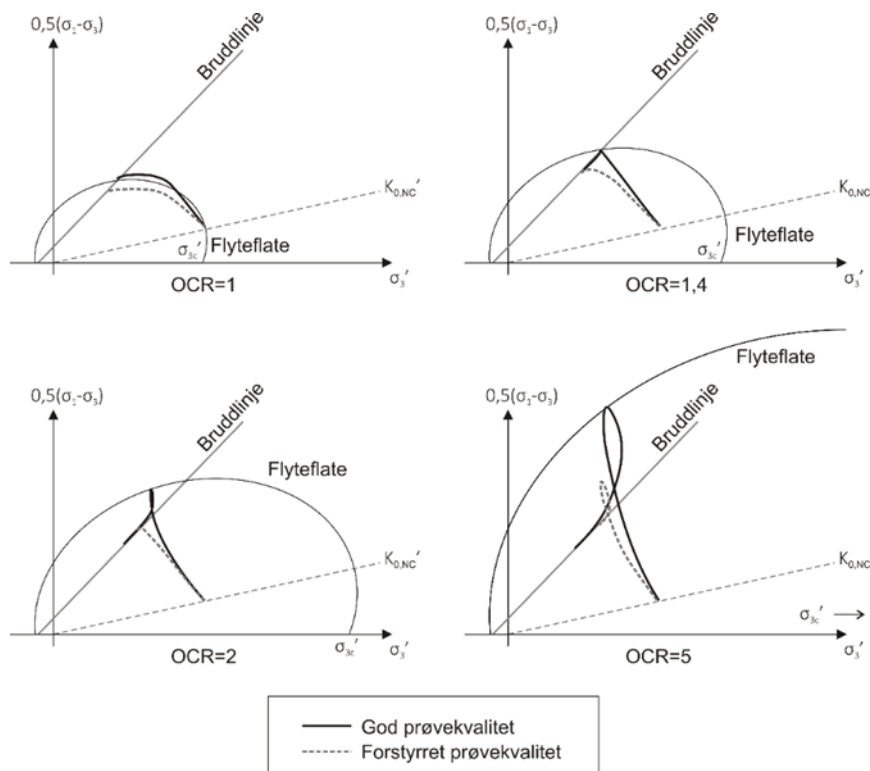
Flere generelle trekk fremkommer i figuren. Lav konsolidering, det vil si høy OCR , vil gi en dilatant spenningssti i mobiliseringsfasen. Hvis materialet viser deformasjonsmykning (strain softening) kan det ofte observeres en tydelig "krøll" på spenningsstien i det maksimale skjærspenning er mobilisert. I konsolideringsfasen forventes det relativt sett lav utpressing av porevann i og med at responsen i dette spenningsområdet er stiv. For en høy mobilisering i konsolideringsfasen (lav OCR) vil man tidlig treffe flyteflaten. Resultatet er en mye slakere spenningssti som kan ha negativ dilatans i mobiliseringsfasen. Det forventes også relativt sett høy utpressing av porevann. Det vil være en glidende overgang for spenningsstilstander mellom disse to ytterpunktene. [Figur 3.5.3—2](#) illustrerer idealisert respons for CAU_C -treaksialforsøk for fire prøver med forskjellig in situ OCR , og hvor det er konsolidert til samme in situ spenningsnivå. Høy OCR vil gi stivere respons og høyere udrenert skjærfasthet. Avvik fra den idealiserte

responsen i mobiliseringsfasen, for eksempel negativ dilatans for en prøve konsolidert til høy OCR, vil være tegn på dårlig prøvekvalitet. Responsen i bruddfasen vil variere etter hvilket materiale som testes. Eksempelene her viser materialer med deformasjonsmykning, noe som er typisk for kvikkleire.

Teorigrunnlaget rundt flyteflater og avhengighet av tidligere spenningshistorie kan benyttes for å estimere udrenert skjærfasthet, noe som er basis for *SHANSEP*-metoden. Dette omtales nærmere i [kapittel 3.5.8.1](#)



Figur 3.5.3—1 — Illustrasjon av forventede spenningsstier i treaksialforsøk. Effekt av konsolideringsspenning/OCR.



Figur 3.5.3—2 — Illustrasjon av forventede spenningsstier i treksialforsøk for ulik in situ OCR. Alle forsøk er konsolidert til samme nivå. Effekt av prøveforstyrrelse er inkludert.

3.5.4 Forsøksprosedyrer i treksialforsøk

3.5.4.1 Valg av spenningstilstand i treksialforsøk

Jords oppførsel er spenningsavhengig. Høyere spenning betyr større kontaktkrefter mellom kornene og høyere skjærfasthet og stivhet. Det er dermed avgjørende at det velges et spenningsnivå i treksialforsøket som tilsvarer de forholdene i grunnen der prøven er hentet fra. Påføring av dette spenningsnivået gjøres i en konsolideringsprosess.

Konsolideringen kan skje isotropt ($\sigma_a' = \sigma_r'$) eller anisotropt ($\sigma_a' \neq \sigma_r'$). Graden av spenningsanisotropi uttrykkes ofte med hviletrykkskoeffisienten $K_0' = \sigma_r' / \sigma_a' = \sigma_{h0}' / \sigma_{v0}'$. Isotrop konsolidering påfører ikke skjærspenninger og er dermed skånsom mot prøven. For mange tilfeller vil ikke en isotrop spenningstilstand være representativ for in situ spenningstilstand. For å få et mest mulig representativt resultat fra et treksialforsøk anbefales at spenningstilstanden i forsøket i størst mulig grad tilsvarer gjeldende forhold i grunnen der prøven er hentet fra. Som regel vil dette være en anisotrop spenningstilstand. Utfordringen med denne fremgangsmåten er at prøven blir utsatt for skjærspenninger i konsolideringsfasen. Hvis disse skjærspenningene blir for høye, for eksempel ved valg av for lav K_0' , kan det oppstå store kyprelaterte deformasjoner, eller til og med brudd i prøven i konsolideringsfasen. Valg av representativ K_0' blir dermed viktig for å få gode og representative resultater fra et treksialforsøk.

Det bemerkes her at man vurderer K_0' justert opp til en høyere verdi for å konsolidere prøven mer skånsomt med tanke på skjærspenninger. Det er videre viktig å huske at isotrop konsolidering ikke nødvendigvis er det samme som å benytte aksial konsolideringsspenning lik vertikal in situ effektivspenning og $K_0' = 1$. Dette kan gi en gjennomsnittlig spenningstilstand i prøven som er høyere enn det som er tilfelle in situ. Resultatet kan være prøveforstyrrelse og ikke-representative resultater. Ved isotrop konsolidering der hensikten er å være skånsom, kan man konsolidere prøven til antatt in situ gjennomsnittsspenning:

$$\sigma_r' = \sigma_a' = \frac{\sigma_{v0}' \cdot (1 + 2K_0')}{3} \quad (3.5.4.1-1)$$

Konsolideringsspenningene angis av saksbehandler ved bestilling av forsøkene eller de fastsettes i samråd med de ansvarlige på laboratoriet. Generelt anvendes anisotrop konsolidering der en vil kunne anta anisotropi i bakken. Mens det er problemfritt å bestemme massenes plastisitet og pre-konsolideringsgrad, er det å bestemme in situ K_0' et omfattende problem. Med noe forsiktighet kan valg av K_0' baseres på anbefalingene som er gitt i [tabell 3.5.4.1—1](#). Disse er basert på Brooker & Ireland [92], Eurokode 7 – Del 1 [31] samt generell kunnskap og erfaring med treaksialforsøk og spenningsforhold i bakken. En forsiktig bruk av tabellen vil være å velge de høyest angitte verdiene for K_0' i den enkelte kategori.

Tabell 3.5.4.1—1 — Føringer for valg av K_0' i treaksialforsøk

OCR	Flatt terreng	I skråning		Bunn av skråning
		Slak	Bratt	
1-2	0,55 - 0,70	0,55 - 0,65	0,50 - 0,60	0,70 - 1,00
2-4	0,70 - 1,00	0,65 - 1,00	0,60 - 0,85	1,00
— En forsiktig bruk av tabellen vil være å velge de høyeste verdiene for K_0', da gjerne i kombinasjon med en betraktning rundt det totale spenningsnivået i prøven og eventuelt en nedjustering av aksial konsolideringsspenning — For prøver med antatt dårlig prøve kvalitet vurderes det å utføre en skånsom konsolidering — Det anbefales at K_0' ikke blir lavere enn 0,5 for å hindre skjærkryp, prøveforstyrrelse og brudd under konsolidering — For lave celletrykk (10-30 kPa) vurderes det om det gjøres isotrop konsolidering til in situ gjennomsnittsspenning for å være sikker på å unngå for høy skjærmobilisering — For prøver tatt i bunn av skråninger kan den eksisterende spenningstilstanden være sammensatt og i mange tilfeller vil største hovedspenning være horisontal, ikke vertikal. Slike tilfeller vurderes enkeltvis av saksbehandler. For skråninger skapt av erosjon kan det være relevant å benytte isotrop konsolidering for å få mest mulig representativ respons. — Tilfeller med OCR over 4 anbefales det å vurdere i hvert enkelt tilfelle med utgangspunkt i antatt pre-konsolideringshistorie og materialets mekaniske egenskaper				

Kunnskap om prøvens spenningshistorie gjennom bestemmelse av prekonsolideringsspenningen σ_p' er viktig for utførelse og tolkning av treaksialforsøk. Bakgrunnen for denne sammenhengen er diskutert i [kapittel 3.4.5](#). Det anbefales derfor alltid å utføre ødometerforsøk der det kjøres treaksialforsøk. Ødometerforsøkene anbefales helst utført før treaksialforsøkene for å støtte valg av konsolideringsspenning.

Poretrykksmåling in situ vil også kunne utføres i sammenheng med treaksialforsøk. Dette sikrer at forsøkene blir kjørt med relevante effektivspenningsnivåer, og gir samtidig et bedre utgangspunkt for eventuelle effektivspenningsberegninger i andre sammenhenger. Grove anslag av grunnvannstand og poretrykk kan gi tilsvarende unøyaktighet i effektivspenningsnivå, testresultater og dimensjoneringsparametre.

Ved homogene avsetninger velges det normalt å konsolidere til in situ spenningsforhold i minst tre dybdenivåer, og sammenstille resultater for tolkning. Med flere forsøk av god kvalitet danner man et godt grunnlag for tolkning av styrkeparametere, både på total- og effektivspenningsbasis.

3.5.4.2 Konsolidering

Konsolideringsspenningene påføres prøven på en skånsom måte. Konsolideringsspenningene påføres enten som en kontinuerlig økning eller i en serie små trinn. Dette kan gjøres enten ved å 1) først påføre kun celletrykk til riktig nivå og deretter påføre økt vertikalspenning i tilfelle anisotrop konsolidering, eller

2) følge K_0' -linjen med samtidig økning av vertikalspenning og celletrykk. Det anbefales ikke å påføre spenningene i ett trinn, med mindre det benyttes lave konsolideringsspenninger ($\sigma_c < 30$ kPa).

For leirmaterialer tar det tid å oppnå en stasjonær spenningstilstand i prøven etter at ønsket nivå for konsolideringsspenningene er påført. Denne prosessen kan vurderes ut fra tidsforløpet for utpresset porevann. En tommelfingerregel er at konsolideringsfasen kan anses som ferdig når utpresset porevann er mindre enn $0,2 \text{ cm}^3$ per 5 min. Det er også mulig å kontrollere at konsolideringsprosessen er ferdig ved å undersøke om prøven bygger opp poretrykk hvis alle dremskraner stenges. Disse kriteriene ses i sammenheng med prøvens tilstand, tidsforløpet for vannutpressingen og mistanke om kryppprosesser i prøven. I sistnevnte tilfelle vil vannutpressingen ikke stagnere, og prøven kan krype til betydelig stivhet hvis prosessen ikke avbrytes. Spesielle observasjoner knyttet til dette anbefales videreformidlet til saksbehandler.

Volumet av utpresset porevann blir målt under konsolideringen, og kan, sammen med poretallsendring i konsolideringsfasen ($\Delta e/e_0$), benyttes som et mål på graden av prøveforstyrrelse. Dette omtales nærmere i [kapittel 3.5.5.5](#).

3.5.4.3 Baktrykk og metningstest (B-test)

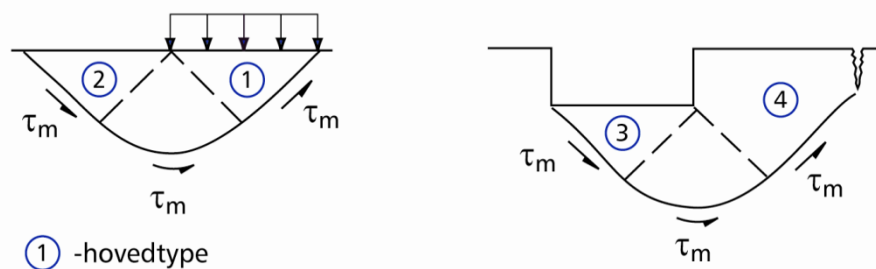
Etter innbygging av en prøve i treaksialapparatet vil det være noe luft i systemet (ventiler, slanger, filtre etc.). Det kan også forekomme at det er noe luft i prøven som følge av avlastning og lagring etter prøvetaking. Denne lufta gjør at måling av poretrykksrespons under skjærforsøket kan bli forsinket og for lav. For å gjøre poretrykksresponsen mer nøyaktig påføres baktrykk (metningstrykk). I denne prosessen økes celletrykk og poretrykk i prøven parallelt slik at effektivspenningen i prøven holdes uendret mens det absolutte trykket i systemet øker. Under økt trykk blir luftbobler presset sammen til et mindre volum og poretrykksresponsen blir dermed forbedret. Ved høye baktrykk vil også luftboblene løse seg opp i vannet.

Baktrykket påføres skånsomt, enten kontinuerlig eller trinnvis. Når baktrykk påføres er det kun overflaten av prøven som opplever den påførte spenningsendringen. Senter av prøven vil ha samme spenningstilstand som før påføringen, inntil poretrykksdifferansen er konsolidert gjennom prøven. Ved bruk av Ø54 mm prøver og filterpapir er denne tida i størrelsesorden 10-30 minutter i leirprøver. Økes baktrykk for raskt kan prøven forstyrres betraktelig. Etter påføring av baktrykk står prøven med denne spenningstilstanden en stund for å sikre at spenningstilstanden i prøven er utjevnet og stasjonær.

En *B-test* utføres for å dokumentere metningen i systemet. Prinsippet er at alle drenasjeveier fra prøven lukkes, en økning i celletrykk $\Delta\sigma_r$ påføres (typisk 10 kPa) og påfølgende poretrykksrespons Δu måles. Ved en fullt mettet prøve vil teoretisk økning i poretrykk tilsvare økningen i celletrykk $B = \Delta u / \Delta\sigma_r = 1$. Lavere verdier indikerer hvor mye luft det er i systemet. B-verdier ligger vanligvis i området rundt 0,95 for å ha tilfredsstillende metning. Under måling av Δu ventes det ikke lengre enn ett minutt før avlesning gjøres. Lengre ventetid fører til at B-verdien blir påvirket av kryp-effekter. Dette resulterer i misvisende B-verdi og prøveforstyrrelse.

3.5.4.4 Skjæring av prøven

Skjærforsøket, det vil si økning av belastningen til brudd, kan skje enten drenert eller udrenert. Valg av drenasjebetingelser gjøres ut fra en vurdering av problemstillingen: Belastningsform, jordart og drenasjeforhold in situ. I leirer utføres normalt kun udrenerte forsøk. Dette skyldes at det er vanskelig å vite om man reelt sett har drenerte forhold inne i prøven under et forsøk med åpne dremskraner, samt at man får både udrenert skjærfasthet og drenerte effektivspenningsparametere fra et udrenert forsøk.



Figur 3.5.4.4—1 — Prinsipp for valg av hovedtype treaksialforsøk

Skjærforsøkene kan utføres etter 4 hovedtyper ([tabell 3.5.4.4—1](#) og [figur 3.5.4.4—1](#)). Hovedtypene simulerer belastningsformene i aktiv og passiv sone for en del karakteristiske problemstillinger knyttet til stabilitet og bæreevne, og kan dermed vise anisotropien i den udrenerte skjærfastheten for det aktuelle prøvematerialet. For udrenerte forsøk vil type 1 og type 4 gi samme resultat. Type 3 og 2 vil også gi samme resultat. For udrenerte forhold utføres normalt type 1 for aktive forhold og type 3 for passive forhold. For tilstander mellom disse typene av treaksialforsøk (mellom 1 og 2 og mellom 3 og 4) er DSS-forsøk (Direct Simple Shear) relevante.

Tabell 3.5.4.4—1 — Typer treaksialforsøk som kan utføres av Statens vegvesen.

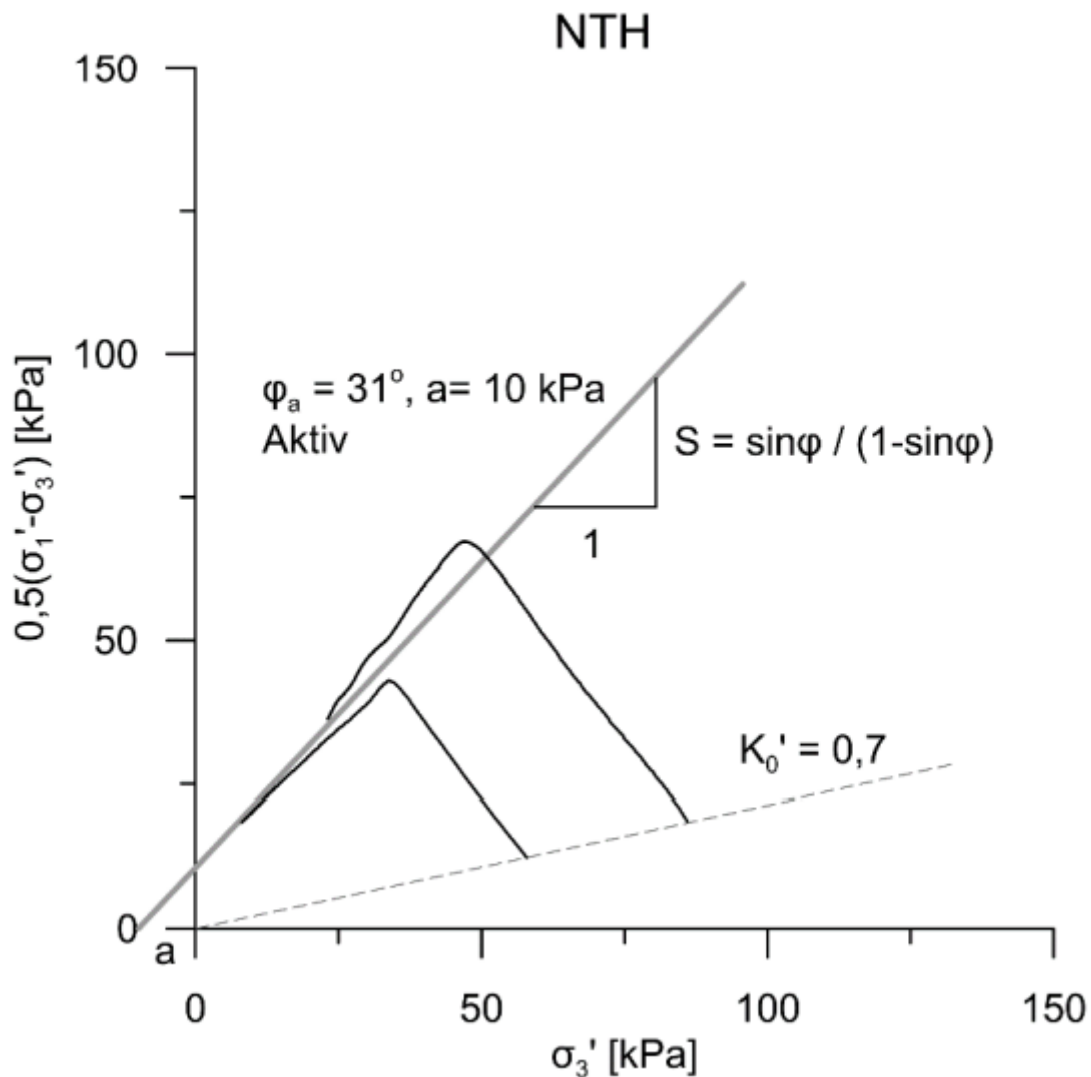
	σ_a	σ_r	Type
AKTIV	øker	konstant	1
	konstant	avtar	4
PASSIV	avtar	konstant	3
	konstant	øker	2

Valg av skjærtøyningshastighet under skjærforsøket gjøres slik at bruddtilstand inntreffer i løpet av 1-4 timer for å hindre for stor innvirkning av viskositetsrelaterte hastighetseffekter. Ved for lav tøyningshastighet under udrenerte forhold er det mulig at prøven vil bygge opp poretrykk som følge av udrenert skjærkryp. Dette vil føre til en måling av udrenert skjærfasthet som kan være for lav.

Under skjærforsøket vil prøven deformeres. Typisk vil det enten oppstå ett eller flere distinkte bruddplan (skjærbånd) eller en tønneform. Dette korrigeres for i beregning og opptegning av spenningsforholdet. Ved store tøyninger blir denne arealkorleksjonen utfordrende og unøyaktig, og det er derfor liten grunn til å kjøre forsøket ut over 10% aksialtøyning.

3.5.5 Presentasjon av forsøksresultater

Resultatene fra treaksialforsøket blir vanligvis presentert i spenningsstidiagrammer. Det fins flere ulike varianter av slike spenningsplot. De vanligste er eksemplifisert her med utgangspunkt i et sett med treaksialforsøk utført på blokkprøver av kvikkleire.



Figur 3.5.5—1 — Spenningsstidiagram, NTH – plot

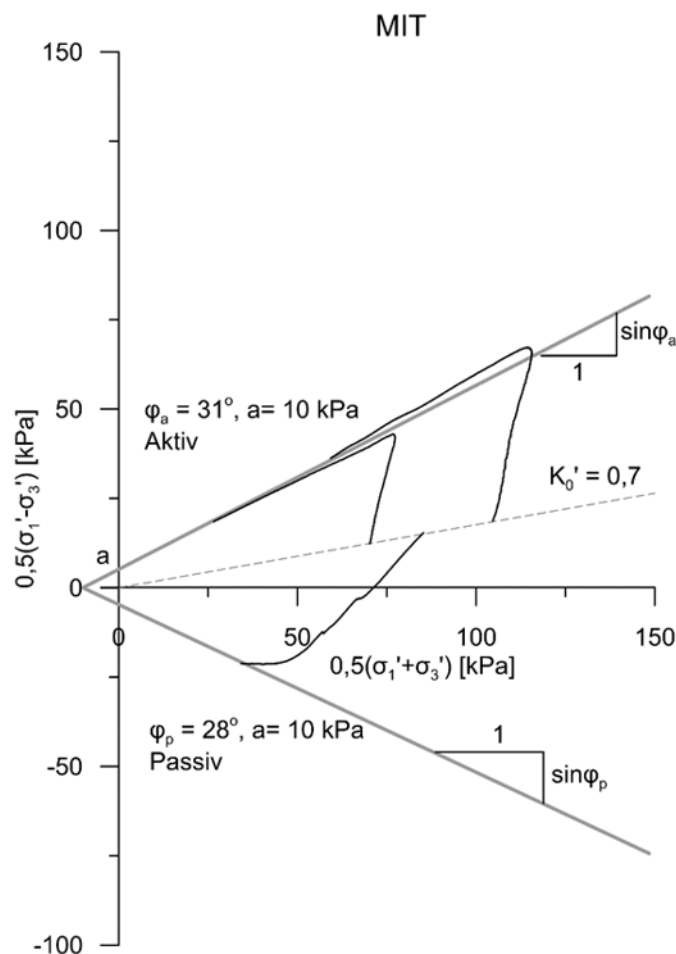
3.5.5.1 Spenningssti NTH-metode

Dette diagrammet er det som har vært mest benyttet i Statens vegvesen. Y-aksen representerer største skjærspenning i prøven. X-aksen representerer minste effektive hovedspenning. For et tradisjonelt aktivt forsøk (type 1) er denne lik radiell effektivspenning. Ved tradisjonelle aktive forsøk med økende aksiallast vil spenningsstien normalt gå oppover mot venstre. Bevegelsen oppover tilsvarer økende skjærspenninger i prøven, bevegelsen mot venstre tilsvarer at poretrykket øker i prøven og de effektive radialspenningene avtar. I [figur 3.5.5—1](#) er det konsolidert til $K_0' = 0,7$. Linje for denne mobiliseringsgraden er tegnet inn. Det er også tegnet inn en tolket bruddlinje. NTH-plott egner seg ikke for opptegning av passive treaksialforsøk.

3.5.5.2 Spenningssti MIT/NGI-metode

Dersom man kjører andre forsøk enn det tradisjonelle aktive kan det være en fordel å sammenstille resultatene i et såkalt MIT – plott, se [figur 3.5.5.2—1](#). X-aksen representerer her den effektive normalspenningen på det planet som danner 45° med hovedspenningsretningene, det vil si 45° med horisontal- og vertikalaksen. Dette er planet for største skjærspenning i prøven. Langs Y-aksen plottes største skjærspenning, som i NTH-plottet. Fordelen med denne presentasjonen er at en del grunntrekk

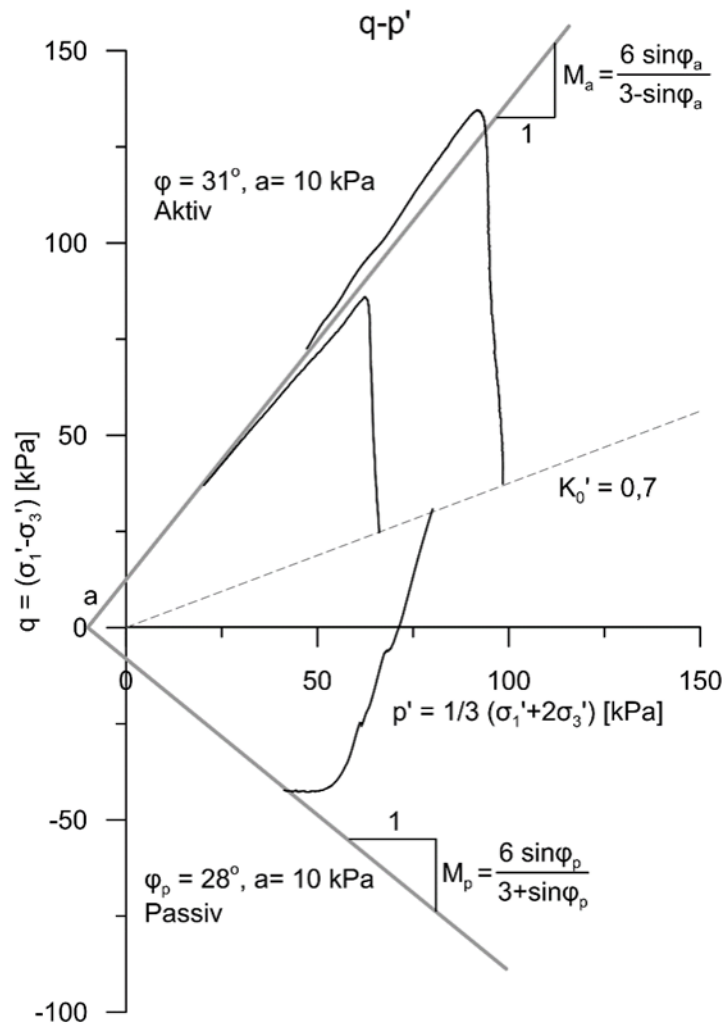
ved spenningsstiene for aktive og passive treaksialforsøk ligger symmetrisk i dette plottet. Det egner seg derfor for samtidig plott av aktive og passive forsøk.



Figur 3.5.5.2—1 — Spenningsstidiagram, MIT – plott

3.5.5.3 Spenningssti q-p'- plott

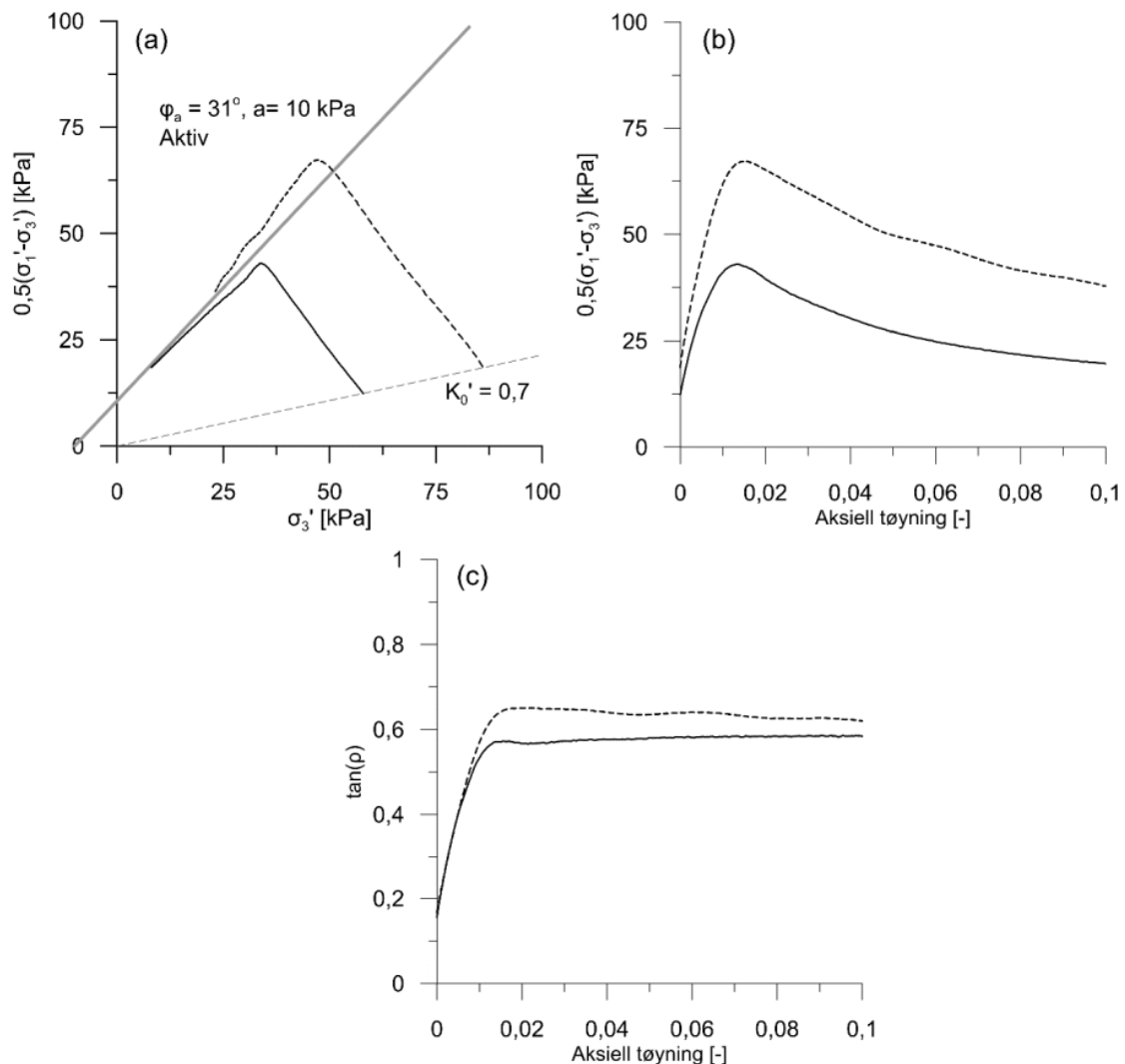
CAM-CLAY konseptet med q-p' plott er en fremstilling som benyttes mye i sammenheng med jordmodellering. X-aksen ($p' = 1/3(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3')$; aktivt treaksialforsøk: $p' = 1/3(\sigma_a' + 2\sigma_r')$) representerer gjennomsnittlig spenning mens Y-aksen ($q = \sigma_1' - \sigma_3'$; aktivt treaksialforsøk: $q = \sigma_a' - \sigma_r'$) representerer største skjærspenning [figur 3.5.5.3—1](#). De to aksene representerer da henholdsvis volumetriske effekter og skjær-effekter. En annen fordel med diagrammet er at det er lett å visuelt bedømme dilatans i mobiliseringsfasen; der en ren vertikal spenningssti representerer null dilatans ($D=0$, tilnærmet elastisk oppførsel). Diagrammet kan benyttes for presentasjon og tolkning av treaksialforsøk, men formuleringen av bruddtak med forskjellig uttrykk i aktiv og passiv tilstand gjør at NTH- eller MIT-plott foretrekkes.



Figur 3.5.5.3—1 — Spenningsstidiagram, q - p' – plott

3.5.5.4 Mobiliseringsplott

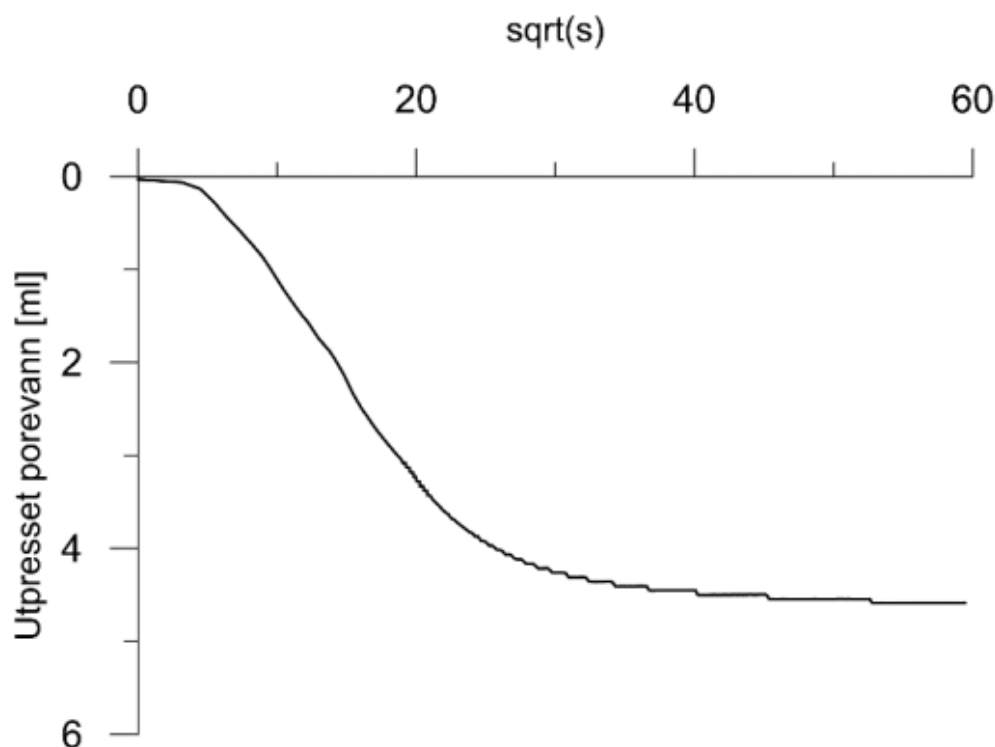
Resultat fra et treaksialforsøk sammen med et passende spenningsplott presenteres også med diagrammer som inkluderer tøyning. Vanligvis er det aksial tøyning som benyttes på X-aksen, men skjærtøyning kan også brukes. Y-aksen anbefales det å ha samme presentasjon som Y-aksen i spenningsplottet. Det kan også være relevant å inkludere et plott som viser mobilisering av friksjonsvinkel. Eksempler på dette er vist i [figur 3.5.5.4—1](#).



Figur 3.5.5.4—1 — Eksempel på mobiliseringsplott. (a) NTH-spenningsdiagram; (b) Skjærspenningaksialtøyning; (c) Mobilisering av friksjonsvinkel mot aksialtøyning.

3.5.5.5 Plott av volumendring i konsolideringsfase

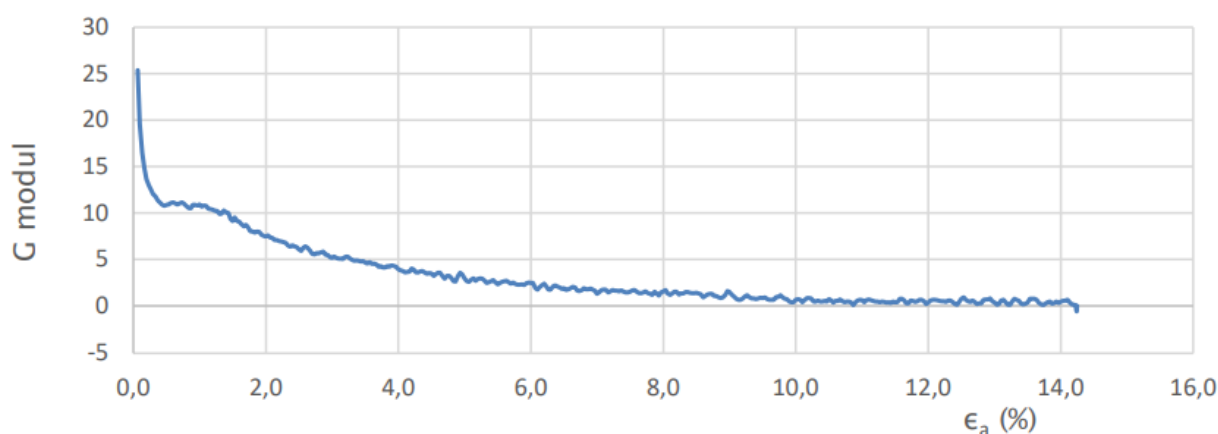
Volumet av utpresset porevann blir målt under konsolideringen og plottes vanligvis mot kvadratroten av tid [figur 3.5.5.5—1](#). Dette henger sammen med prinsipper i konsolideringsteorien, samt vurderingskriterier for avsluttet konsolidering.



Figur 3.5.5.5—1 — Eksempel på presentasjon av utpresset porevann i konsolideringsfasen.

3.5.5.6 Plott av skjærmodul G

Plott av skjærmodul ($G = \Delta\sigma_a / 3\Delta\epsilon$) aksial tøyning (ϵ_a) er vist i [figur 3.5.5.6—1](#).



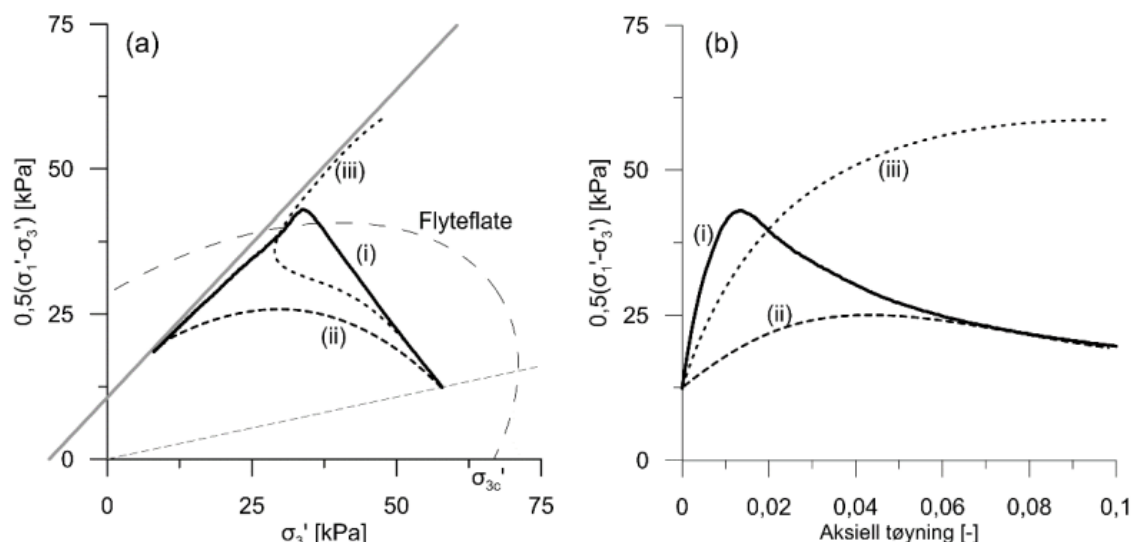
Figur 3.5.5.6—1 — Eksempel på presentasjon av skjæremodul G

3.5.6 Vurdering av prøveforstyrrelse i treaksialforsøk

Ved tolkning av udrenert skjærfasthet er det viktig å samtidig vurdere prøvekvalitet se [kapittel 3.2.3](#). Noen eksempler på dette er diskutert her med utgangspunkt i [figur 3.5.3—2](#) og [figur 3.5.6—1](#). Bløte og sensitive leirer som er forstyrret vil ofte legge seg med en negativ dilatans i mobiliseringsfasen (spenningssti (ii) i [figur 3.5.6—1](#)). Resultatet er en lav verdi for udrenert skjærfasthet sammenlignet med

hva som ville vært tilfellet for en god prøve. Et slikt prøveresultat har liten verdi og anbefales ikke brukt i design. I enkelte tilfeller vil prøveforstyrrelsen være så alvorlig at en prøve som normalt ville vist kontraktant oppførsel ved brudd, viser dilatant oppførsel og en kontinuerlig økende skjærfasthet (spenningssti (iii) i [figur 3.5.6—1](#)). Slike forstyrrede forsøk oppdages ved en vurdering av forventet ideell oppførsel.

Dette krever noe erfaring, men støtte kan finnes i vurdering av utpresset porevann, rutinedata og OCR. Prøveresultater som viser svært forstyrret kvalitet, og dermed ikke representativ oppførsel, anbefales forkastet.



MERKNAD Spenningssti:

(i) God kvalitet

(ii) Forstyrret prøve, dilatans i mobiliseringsfase, brudd ved høy tøyning

(iii) Forstyrret prøve, prøven har gått fra å være kontraktant i bruddfase til å bli dilatant

Figur 3.5.6—1 — Eksempler på spenningsstier fra forsøk med god og dårlig prøvekvalitet.

3.5.7 Tolkning av skjærfasthetsparametere

3.5.7.1 Tendens til volumendring – bruddforløp

Poretrykksreaksjonen Δu ved belastning kan uttrykkes ved hjelp av poretrykksparameter D (Janbus poretrykksparameter):

$$\Delta u = \Delta \sigma_m - D \Delta \sigma_d \quad (3.5.7.1—1)$$

I treaksialforsøket blir:

$$\sigma_m = \frac{(\sigma_a + 2\sigma_r)}{3} \quad \text{og} \quad \sigma_d = |\sigma_a - \sigma_r| \quad (3.5.7.1—2)$$

$$\sigma_d = |\sigma_a - \sigma_r| \quad (3.5.7.1—3)$$

Poretrykksparameteren D uttrykker hvordan poretrykket endrer seg som en følge av en tendens til volumendring ved udrenert påkjenning i materialet.

Bruddfasen kan beskrives som vist i [tabell 3.5.7.1—1](#). For tolkning av poretrykksparemeter vises det til Internrapport nr. 1261 [\[93\]](#).

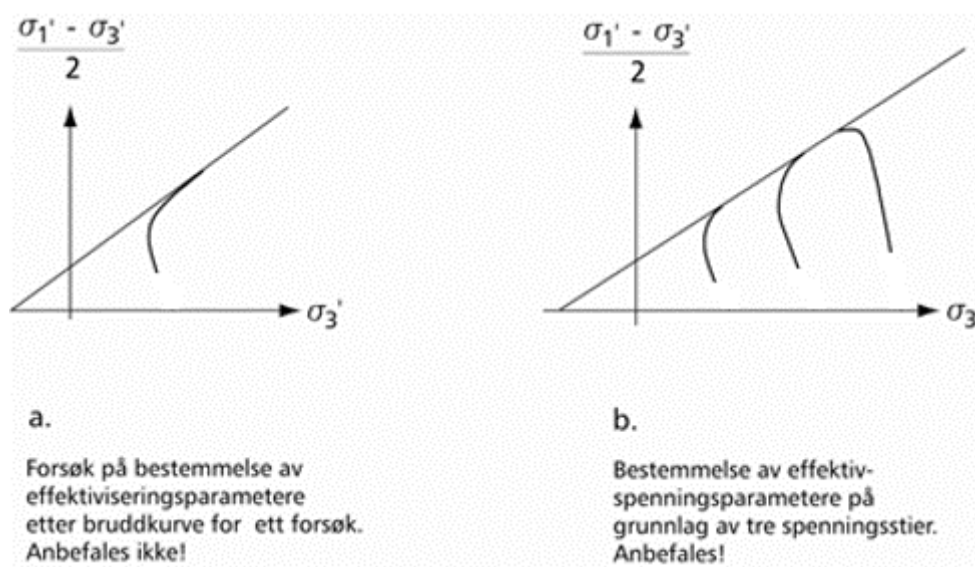
Tabell 3.5.7.1—1 — Poretrykksparemeter D

Poretrykksparemeter D	Poretrykksendring	Økt skjærspenning:
D=0	Elastisk	Endrer ikke poretrykk. Poretrykksendringen blir da lik endring i midlere hovedspenning $\Delta\sigma_m = \rho$
D>0	Dilatant	Reduserer poretrykk
D<0	Kontraktant	Øker poretrykk

3.5.7.2 Attraksjon og friksjonsvinkel

Parametrene beskriver et lineært "fasthetstak" som vanligvis legges som tangent eller i skjæring med bruddlinjene for de aktuelle forsøkene. Kombinasjonen av a og ϕ velges slik at de er representative innenfor det spenningsområdet som gjelder for den aktuelle problemstillingen. Enkelte situasjoner kan være av en slik art at de krever en tøyningbegrensning. Det kan da være aktuelt å legge fasthetstaket noe under bruddlinjen. En slik tolking sees i sammenheng med krav til partialfaktor for materialfasthet slik at man ikke tar hensyn til dette to ganger.

For bestemmelse av effektivspenningsparametere anbefales det å basere tolkningen på grunnlag av to eller flere spenningsstier fra materiale fra sammenlignbare forhold (vurderes bl.a. på grunnlag av rutinedata). Tolkning basert på kun én spenningssti anbefales ikke, se [figur 3.5.7.2—1](#). Prøvekvaliteten vurderes alltid ved uttak av fasthetsparametere, men erfaringsmessig er effektivspenningsparametere mindre påvirket av prøveforstyrrelse enn f.eks. udrenert skjærfasthet.



Figur 3.5.7.2—1 — Bestemmelse av effektivspenningsparametere

3.5.7.3 Maksimal skjærspenning – udrenert skjærfasthet

Den udrenerte skjærfastheten c_u kan både tolkes ut fra aktive og passive udrenerte forsøk. Verdien kan tas ut av spenningsstien eller fra det supplerende plottet med mobilisert skjærspenning mot tøyning, se [figur 3.5.5—1](#) og [figur 3.5.5.4—1](#). Skjærfastheten c_u tolkes normalt mot mobilisert skjærspenning i området 1-5 % tøyning. For relevante konsolideringsspenninger vil en kunne ta ut bruddverdiene fra enkeltforsøk for bruk direkte i beregninger, eller plottes mot effektivspenning for ADP-tolkning (se [kapittel 5](#)).

Forsøk som dilaterer i bruddfasen viser en kontinuerlig økende skjærfasthet for økt tøyning. For slike materialer anbefales det ikke å tolke ut maksimalverdien for udrenert skjærfasthet. Dette er en verdi som kun mobiliseres for svært store tøyninger og under forutsetning av at jorda klarer å opprettholde poreundertrykket som oppstår. For slike forsøk anbefales det å tolke udrenert skjærfasthet på et representativt tøyingsnivå, f.eks. 2-5 % tøyning. Alternativt kan man ta ut udrenert skjærfasthet der effektivspenningstien kommer i nærheten av bruddtaket første gang.

3.5.8 Erfaringsverdier og korrelasjoner

I dette avsnittet presenteres erfaringsdata for de vanligste parametrene man benytter i stabilitetsberegninger. Formålet med avsnittet er å gi støtte til tolkning og kritisk vurdering av de parametrene man får fra bla. treaksialforsøk. For innledende overslagsberegninger kan det også være relevant å benytte parametrene fra dette avsnittet. I endelige beregninger benyttes de målte parametrene. I [kapittel 3.6.1](#) presenteres fremgangsmåter for hvordan man vurderer erfaringsdata og målte data når det gjelder etablering av dybdeprofil for udrenert skjærfasthet.

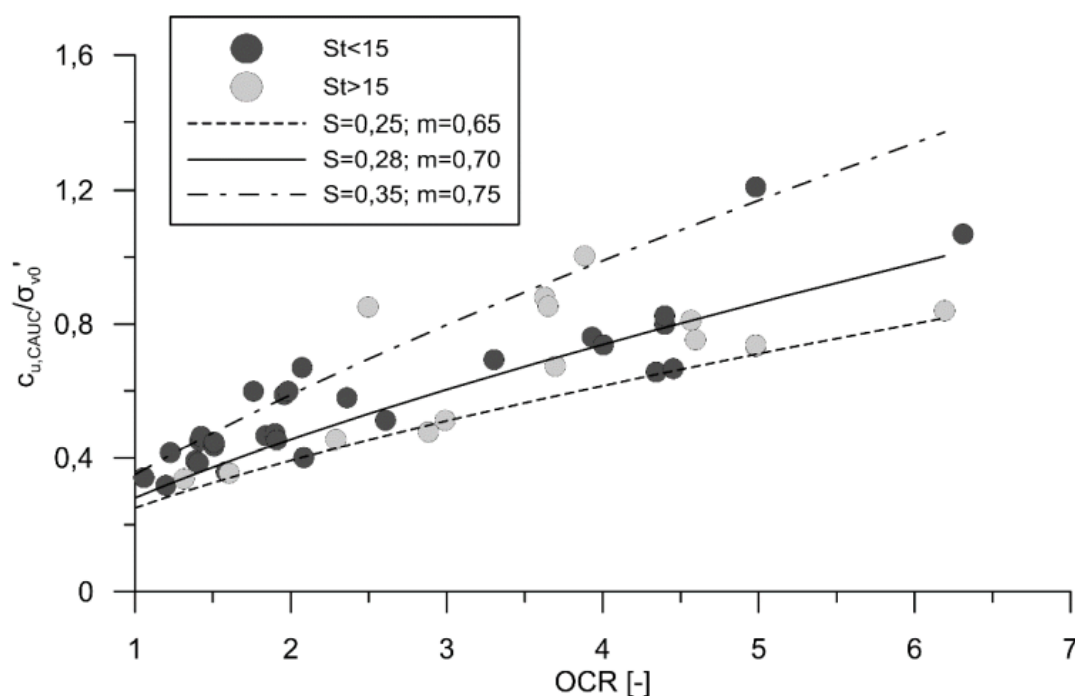
3.5.8.1 SHANSEP (Stress History And Normalised Soil Engineering Properties)

Udrenert skjærfasthet er en parameter som er et resultat av flere forhold hvor vertikal overlagring og OCR er de viktigste faktorene. Ladd & Foott [\[77\]](#) utviklet et rammeverk for denne sammenhengen gjennom sin *SHANSEP*-modell (*S*tress *H*istory *A*nd *N*ormalised *S*oil *E*ngineering *P*roperties):

$$\frac{c_u}{\sigma_{v0}} = S (OCR)^m \quad (3.5.8.1-1)$$

Denne sammenhengen sier at økende overlagring gir økende fasthet og at høy tidligere overlagring gir økt fasthet. S er en faktor som sier noe om hvor høy fastheten er i normalkonsolidert tilstand. m venter betydningen av OCR på fasthetsforholdet. Ideelt sett burde m vært lik 1 hvis jordas hukommelse om tidligere overlagringseffekter hadde vært fullt ut intakt. På grunn av tidseffekter knyttet til avlastning får man imidlertid ikke full effekt av tidligere overlagring i dagens tilstand.

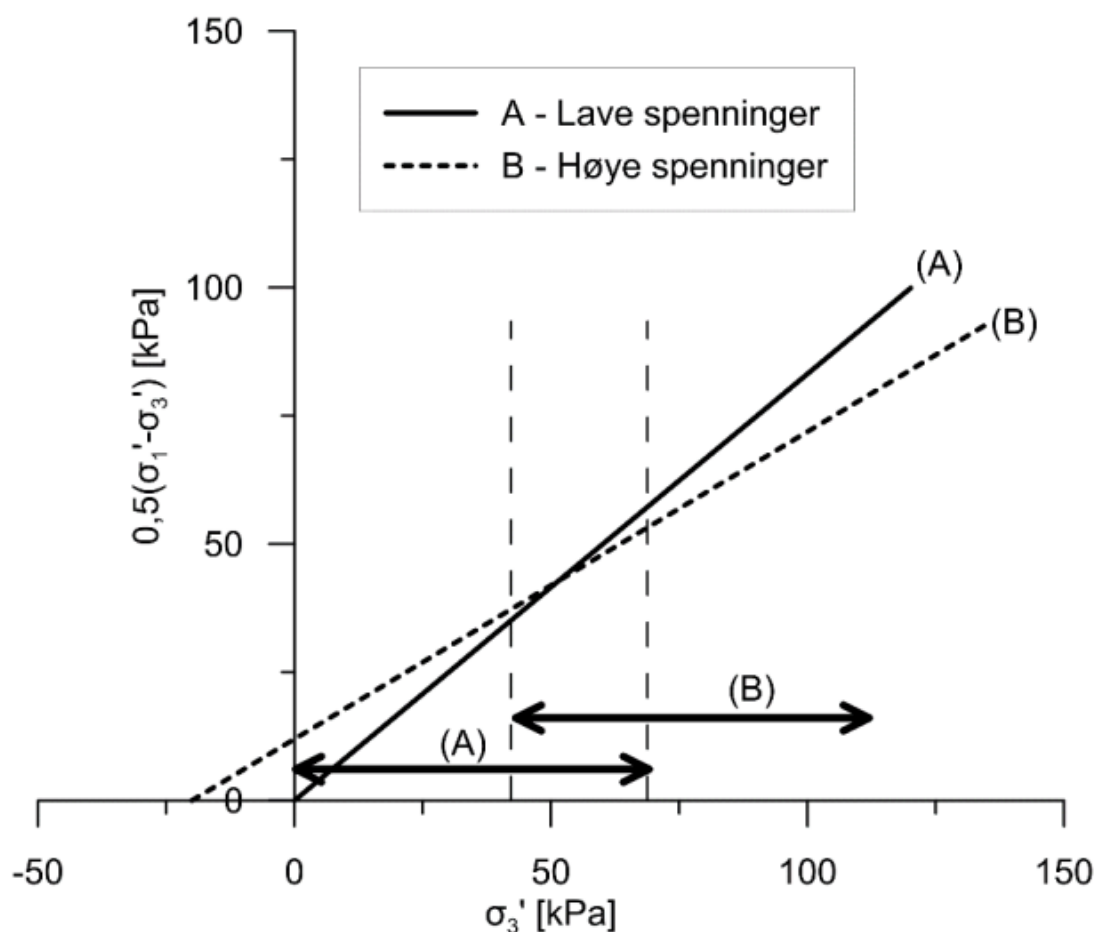
Sammenstilling av blokkprøvedata for norske leirer gjort av Karlsrud & Hernandez-Martinez [\[84\]](#) gir et godt datagrunnlag for å estimere verdier for S og m ([figur 3.5.8.1-1](#)). Uten videre kunnskap om grunnforholdene kan man anta $S = 0,25$ og $m = 0,65$ som et første estimat. Kjenner man ikke OCR anbefales det i en slik vurdering tilnærmet en normalkonsolidert tilstand, ev. støttet til betraktninger rundt anslag på OCR som diskutert i [kapittel 3.4.6.1](#).



Figur 3.5.8.1—1 — Normalisert udrenert skjærfasthet som funksjon av OCR. Basis for valg av SHANSEP-parametere. Tilpasset fra Karlsrud & Hernandez-Martinez [84].

3.5.8.2 Parametre for effektivspenningsanalyse

Anslag på effektivspenningsparametere gjøres med utgangspunkt i spenningsnivå for området hvor parameterne benyttes. Attraksjon og friksjonsvinkel er kurvetilpasningsparametere og velges ikke uavhengig av hverandre. Rent generelt kan det for lave spenninger velges lav attraksjon og moderat friksjonsvinkel mens for høye spenningsnivå anbefales det at friksjonsvinkelen legges lavt, men da med en høyere attraksjon. Gjøres det motsatte kan fastheten overestimeres. Dette er illustrert i [figur 3.5.8.2—1](#). Figuren er tegnet med tanke på normalkonsolidert leire. For overkonsolidert leire vil forholdene i prinsippet være noe annerledes med bla. høyere attraksjon ved maks skjærfasthet. Men, det kan ikke utelukkes at denne attraksjonen reduseres ved økt tøyning ut over maks skjærfasthet. For konservative anslag anbefales det derfor å legge seg opp mot en situasjon tilsvarende for normalkonsoliderte leirer så lenge ikke stedsspesifikke data foreligger.



Figur 3.5.8.2—1 — Prinsipp for avhengighet i valg av friksjonsvinkel og attraksjon, for NC-leire.

Med referanse til [figur 3.5.8.2—1](#) vil følgende verdier for attraksjon og friksjonsvinkel kunne benyttes som estimat inntil stedsspesifikke data foreligger:

Spenningsområde A:

- lave spenninger
- ϕ_a : 25° - 27°
- a_a : 0 kPa

Spenningsområde B:

- høye spenninger
- ϕ_a : 22° - 25°
- a_a : 5-15 kPa

Disse anslagene er basert treaksialforsøk på blokkprøver publisert i Karlsrud & Hernandez-Martinez [84]. Studien viser at med en attraksjon på 0 kPa vil et laveste nivå for friksjonsvinkel kunne settes til 25°, uavhengig av sensitivitet og vanninnhold. For høye spenningsnivå vurderes det om en lavere friksjonsvinkel benyttes, men da sammen med en attraksjon større enn 0 kPa. Høyere friksjonsvinkler kan vurderes basert på kjennskap til massene som undersøkes eller tilsvarende masser. Det kan vurderes å velge en noe lavere friksjonsvinkel for avlastningssituasjoner for å ta høyde for at enkelte

materialer viser lavere friksjonsvinkel i passiv tilstand sammenlignet med aktiv tilstand. Verdier for attraksjon kan også vurderes for valgt friksjonsvinkel med utgangspunkt [tabell 3.5.8.2—1](#).

Tabell 3.5.8.2—1 — Attraksjon i leire og leirig silt

Leirtype	a (kPa)
Fast	$20 < a < 35$
Middels fast	$0 < a < 20$
Bløt	$a = 0$
Merknad: For glidesnitt i tørrskorpe regnes $a = 0$ på strekksiden.	

Estimering av effektivspenningsparametere for silt og sand kan gjøres med utgangspunkt i nedre del av [tabell 3.6.2—1](#). Merk at det i masser med høyt glimmerinnhold kan være betydelig lavere friksjonsvinkel enn det som er indikert her. Slike masser vurderes separat.

Det understrekes at det er avgjørende å bestemme riktig poretrykksfordeling i grunnen for at drenerte stabilitetsberegninger er representative.

3.5.8.3 Dilatans i mobiliseringsfasen

Normalområder for poretrykksparmetere D i mobiliseringsfasen tilsvarende en mobiliseringsgrad $f < 0,8$ er gitt [tabell 3.5.8.3—1](#).

Tabell 3.5.8.3—1 — Poretrykksparmetere D i leire (Internrapport nr. 1261 [\[93\]](#))

Jordart	Poretrykksparmeter
Umattede og sterkt overkonsoliderte leirer	$D = + 0,5$
Svakt overkonsoliderte leirer	$D = 0$
Normalkonsoliderte leirer	$0 \geq D \geq -0,5$
Kvikkleirer	$-0,5 \geq D \geq -1$

3.6 Parametervalg i beregninger

3.6.1 Karakteristisk dybdeprofil for udrenert skjærfasthet

Udrenert skjærfasthet vil variere med dybden. Med karakteristisk profil menes den mest sannsynlige opptredende fastheten. Denne bestemmes basert på målinger samt erfaringsdata. I mange tilfeller vil det valgte profilet bli en vektet middelerdi basert på ulike datakilder. Her gis noen generelle føringer som er basert på NIFS-rapport nr. 77/2014 [\[94\]](#). For videre informasjon henvises det til denne rapporten.

Etablering av fasthetsprofiler, og andre geotekniske data, baseres på et så bredt grunnlag som mulig. Dette inkluderer vurdering av geologiske og topografiske forhold, områdets historie, tidligere grunnundersøkelser, enkle sonderinger, in situ målinger, prøvetaking, rutineundersøkelser, avanserte laboratorieundersøkelser og kjente erfaringsverdier. Alle disse datakildene vil ha sine usikkerheter, men hvis tolket i lys av hverandre kan man oppnå en tolkning med mindre usikkerhet enn enkeltelementene alene. Likevel er det slik at enkelte metoder vektlegges sterkere enn andre når det gjelder bestemmelse av dimensjoneringsverdier for udrenert skjærfasthet. NIFS-rapport nr. 77/2014 [\[54\]](#) foreslår følgende rangering:

- 1) Treaxsialforsøk av god kvalitet (Kvalitetsklasse 1)
- 2) CPTU (Anvendelsesklasse 1)

3) Erfaringsverdier (c_{uA}/σ_{v0}' , *SHANSEP*)

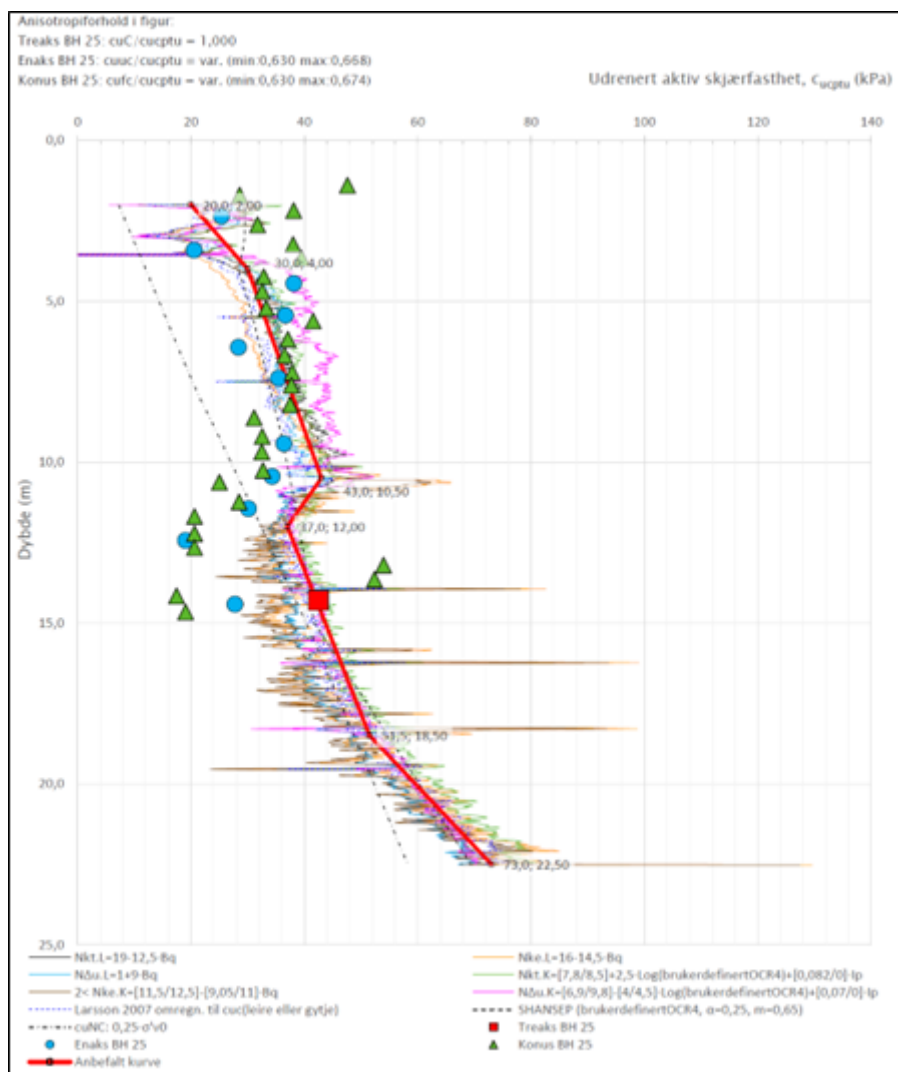
- Erfaringsmessig kan en nedre grense for udrenert skjærfasthet i norske leirer settes til $c_{uA} = 0,25\sigma_{v0}'$ (Se [figur 3.5.8.1—1](#), *SHANSEP* med $OCR = 1$). Dette kan være en nyttig referanse for å vurdere måleresultater.

4) Vingebor/konus/enaks

- Generelt utvises det forsiktighet med bruk av konus- og enaksdata direkte til tolkning av karakteristisk c_{uA} -profil
- Slike data kan likevel brukes som støtte, men ved ev. oppskalering basert på anisotropi og andre forhold forutsettes dette å framgå av figuren

Det understrekes at vekting mellom disse informasjonskildene vurderes for hvert enkelt borhull med utgangspunkt i datakvalitet. Det bemerkes også at kunnskap om spenningshistorie er avgjørende for riktig utførelse av treaksialforsøk og *SHANSEP*-analyse. Kunnskap om *OCR* er også viktig for å vurdere CPTU-tolkning. Det kan dermed sies at gode ødometerforsøk er viktig for etablering av et pålitelig profil for udrenert skjærfasthet.

Valg av karakteristisk c_{uA} gjøres manuelt med utgangspunkt i et samleplott av tilgjengelige data i aktuelt borpunkt. Det kan være aktuelt å trekke inn data fra nærliggende borhull hvis det sannsynliggjøres at dataene er representative for jordvolumet som inngår i beregningene. Med et godt datagrunnlag kan linje for karakteristisk c_{uA} velges som en middelvei av datapunktene. Hvis datagrunnlaget er mangelfullt, kan det vurderes å utvise en viss grad av forsiktighet i tolkningen. Grad av forsiktighet kan angis som en %-andel av middelveien. Er datagrunnlaget såpass mangelfullt, eller av såpass dårlig kvalitet, at tolkning ikke kan gjøres med rimelig grad av sikkerhet er det behov for å vurdere supplerende grunnundersøkelser. Ett eksempel for tolkning av profil for udrenert skjærfasthet er vist i [figur 3.6.1—1](#).



Figur 3.6.1—1 — Eksempel på valg av profil for udrenert skjærfasthet. Samleplott som inkluderer CPTU, rutinedata, treaks og SHANSEP-tolkning

3.6.2 Parametre for dimensjonering av støttemur og landkar

For overslag og ved mangel av målte verdier, er det gitt veiledende materialparametere i [tabell 3.6.2—1](#). Oppgitte verdier er materialets tyngdetetthet før neddykking. Total tyngdetetthet (materiale og vann) vil være avhengig av porøsitet. Tekniske egenskaper for lette fyllmasser er gitt i vegnormal [N200:2024, Tabell 1.11.4—1](#) og [N200:2024, Tabell 1.11.4—2 \[1\]](#). Verdier for utfylte masser under vann vurderes spesielt avhengig av materialtype, utfyllingsmetode og komprimeringstiltak (vanligvis settes $a = 0$). Valg av parametere begrunnes, og sensitivitetsvurdering anbefales der det er relevant. I grove masser som sprengstein skyldes ikke attraksjonen kohesjon, men at steinblokker skyves opp og over hverandre i skjærplanet.

Den nedre del av tabellen gjelder for naturlige, ikke komprimerte masser også i andre sammenhenger enn under landkar og støttemurer.

Tabell 3.6.2—1 — Veiledende jordparametere ved dimensjonering av landkar og støttemurer

Plassering		Materiale		Dim. tyngdetetthet γ	Karakteristisk indre friksjonsvinkel ϕ		Attraksjon a
				kN/m ³	grader	tan ϕ	kN/m ²
Bak og foran landkar og støttemur	Tilførte komprimerte Masser *	Sprengstein **		19	42	0,90	0-10
		Grus		19	38	0,78	0
		Sand		18	36	0,73	0
	Naturlige, ikke komprimerte masser	Grus		19	35	0,70	0
		Sand		17	33	0,65	0
		Silt		18	31	0,60	0
		Leire og leirig silt	Fast ***	20	26	0,49	0
			Bløt ***	19	20	0,36	0
Under landkarsåle og støttemur	Tilførte komprimerte masser *	Sprengstein ** og *****		19	42/45	0,90/1,0	10
		Grus *****		19	38/40	0,78/0,84	10
		Sand		18	36	0,73	10
	Naturlige, ikke komprimerte masser	Grus	Fast	19	38	0,78	0-10
			Løs	18	36	0,73	0-5
		Sand	Fast	18	36	0,73	0-10
			Løs	17	33	0,65	0-5
		Silt	Fast	19	33	0,65	0-10
			Bløt	18	31	0,60	0-5
		Leire og leirig silt	Fast ***	19	26	0,49	0-20
			Bløt ***	19	20	0,36	0-5

* Gjelder lagvis utlagte og komprimerte masser på land.

** Sprengstein. Gjelder også maskinkult. Høyere verdier av a vurderes avhengig av steinstørrelse og gradering.

*** Leire (eller leirig silt), fasthetsparametrene bestemmes på uforstyrrede prøver.

***** For sprengstein av god kvalitet brukt under landkaret vil den høyeste verdien kunne vurderes benyttet.

***** For grus av god kvalitet brukt under landkaret vil den høyeste verdien kunne vurderes benyttet.

3.6.3 Permeabilitet

Løsmassenes permeabilitet er en materialegenskap det er viktig å ha kunnskaper om siden mange problemer som gjelder fundamentering av byggverk og konstruksjoner er knyttet til denne egenskapen. Et jordmateriale med lav permeabilitet vil ved pålastning oppføre seg som et tilnærmet lukket (udrenert) system, med rask oppbygging av poretrykk og reduksjon av effektivspenninger som resultat.

Permeabiliteten er avhengig av kornskjelettets sammensetning og av egenskapene til den væske som strømmer gjennom porene. Det er materialets sammensetning som utgjør den viktigste innflytelsen på permeabilitetens størrelse, uttrykt ved kornenes størrelse, fordeling og form, samt materialets lagringstetthet som de viktigste faktorer.

$$v = k \cdot i$$

(3.6.3—1)

MERKNAD hvor

ν = viskositet

k = permeabilitetskoeffisienten

$i = \Delta h / \Delta l$ = gradient i strømning

Det er permeabilitetskoeffisienten k som beskriver jordens egenskaper i strømningssammenheng. Forutsetningen for anvendelsen av Darcy's lov og avledede uttrykk er imidlertid at strømningen er laminær, jf. [Kapittel 15](#).

Permeabilitetskoeffisienten k kan bestemmes på følgende måte:

Finkornige masser (leire, silt, morene)

- permeabilitetsforsøk i apparatur som muliggjør påføring av baktrykk (metningstrykk), eks. treaksialforsøk og annen spesialapparatur
- permeabilitetsforsøk ved direkte måling i ødometerforsøk
- indirekte bestemmelse av permeabilitet fra kontinuerlige ødometerforsøk ($k = \gamma_w \cdot \frac{c_v}{M}$)
- både forsøk med konstant og fallende potensial kan benyttes

Grovkornige masser (sand, grus)

- permeabilitetsforsøk i grovpermeameter
- empiriske formler basert på kornfordeling, eks. Hazens (se [formel \(3.6.3—2\)](#))
- pumpeforsøk i felt
- Tracer undersøkelser med bruk av sporstoffer
- Empiriske verdier anbefales verifisert med reelle målinger hvis permeabiliteten utgjør en viktig materialegenskap i prosjektet. Både forsøk med konstant og fallende potensial kan benyttes.

Permeabiliteten angis vanligvis ved et verdiområde for homogene masser. I praksis er imidlertid ikke jorden et homogent materiale, og horisontale, permeable silt- og sandlag kan ofte medføre at den horisontale permeabiliteten er vesentlig større enn den vertikale. For noen typiske jord- og intakte bergarter er typiske verdiområder for permeabilitetskoeffisienten k gitt i [tabell 3.6.3—1](#).

Tabell 3.6.3—1 — Typiske permeabilitetsområder for jord- og bergarter (Janbu [75]).

Jordart	Permeabilitet	Bergart	Porøsitet	Permeabilitet
	k (cm/s)		n (%)	k (cm/s)
Grus	> 1	Sandstein	4 - 20	$10^{-3} - 10^{-4}$
Ensgradert sand	$1 - 10^{-3}$	Kalkstein	5 - 15	$10^{-3} - 10^{-4}$
Ensgradert silt	$10^{-3} - 10^{-6}$	Kvartsitt	0,2 - 0,6	$10^{-5} - 10^{-7}$
Morene	$10^{-4} - 10^{-7}$	Marmor	2 - 4	$10^{-4} - 10^{-5}$
Leire	$10^{-6} - 10^{-9}$	Granitt	1 - 4	$10^{-4} - 10^{-5}$

I litteraturen er det gjengitt en rekke empiriske sammenhenger for bestemmelse av permeabilitetskoeffisienten. Den mest kjente av disse er Hazens formel:

$$k = C_1 \cdot d_{10}^2 \quad (3.6.3—2)$$

MERKNAD hvor

d_{10} = korndiameter som tilsvarer 10 % gjennomgang i en siktekurve

C_I = empirisk faktor = 100 - 150 1/cm · s

I praksis benyttes Hazens formel, og tilsvarende empirisk bestemte uttrykk, kun for overslagsmessige bestemmelser av permeabiliteten i sand- og siltmasser.

3.7 Andre analyser

3.7.1 Kalk- og sementinnblanding av leire

Kalk-/sementpeling er en grunnforsterkningsløsning som ofte blir vurdert i forbindelse med vegprosjekter i områder med bløte leiravsetninger. Det henvises til Intern rapport nr. 2117 [\[95\]](#) for testing av kalk-/sementprøver i laboratoriet, veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#) og NGFs Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler [\[96\]](#) for nærmere omtale.

3.7.2 Trykkprøving av EPS

Lette fyllinger av Ekspandert Polystyren (EPS) er en metode som ofte velges til vegprosjekter på bløt grunn. For nærmere omtale om bruk av EPS henvises det til V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#) og for nærmere omtale om trykkprøving av EPS henvises det til retningslinje R210 Laboratorieundersøkelser [\[62\]](#).

3.7.3 Torv

Torv er dannet av planterester (mose, gress og siv) eller trerester som etter hvert er blitt mer eller mindre omvandlet (formuldet) jf. [Kapittel 4](#). Torv identifiseres og beskrives i henhold til graden av oppløsning. Omvandlingsgraden blir vanligvis beskrevet etter von Post (Karlsson & Hansbo [\[97\]](#)) i ti grupper (H1–H10) fra lite omvandlet til sterkt omvandlet:

H1-H4 (Fibertorv)	Lite omvandlet, fiberstruktur, lett synlige planterester.
H5-H7 (Mellomtorv)	Middels omvandlet, fortsatt synlig plantestruktur.
H8-H10 (Svarttorv)	Sterkt omvandlet, gjørmete, ingen synlig plantestruktur.

Detaljer som kjennetegner de ulike von Post gruppene er gitt i NGF melding nr. 2 [\[68\]](#). For karakterisering av torv for utvalgte steder i Norge henvises til Paniagua et al. [\[98\]](#).

3.7.3.1 Prøvetaking og laboratorieundersøkelser

Fiberstruktur, planterester og det høye vanninnholdet gjør det vanskelig å ta uforstyrrede prøver av enkelte torvtyper. Det er viktig å registrere om og i hvilken grad det finner sted en sammentrykning av torven under prøvetakingen. Dette vil gi mulighet for å justere noen av de verdiene som man får fra laboratorieundersøkelsene.

Rutineundersøkelsene omfatter normalt torvtype, omvandlingsgrad, vanninnhold, densitet og glødetap. Bestemmelse av kompressibiliteten ved standard ødometerforsøk har mange feilkilder fordi fiberstrukturen og det høye vanninnholdet også gjør det vanskelig å trimme og bygge inn prøvene i testapparatet.

3.8 Symbolliste

Tabell 3.8—1

Symbol	Forklaring
a	Attraksjon Spenningseksponent
a_u	$\frac{\sin \phi}{2}$
C_c	Krumningskoeffisient
C_u	Udrenert skjærfasthet
C_{uA}	Udrenert skjærfasthet aktiv
C_{ufc}	Udrenert skjærfasthet konus (fall cone)
C_{urfc}	Udrenert skjærfasthet konus omrørt (fall cone remoulded)
C_{ufv}	Udrenert skjærfasthet vingebor (field vane)
C_{urfv}	Udrenert skjærfasthet vingebor omrørt (field vane remoulded)
C_{uUCT}	Udrenert skjærfasthet - unconfined compression test
C_u	Graderingstall
C_v	Konsolideringskoeffisient
D	Poretrykksparameter Dilatansparameter
d_i	Korndiameter ($i = \% \text{ passert}$)
e	Poretall
$\Delta e / e_0$	Poretallsforholdet
ε	Tøyning
ε_{vol}	Volumtøyning
f	Mobiliseringsgrad
ϕ	Friksjonsvinkel
g	Tyngdens akselerasjon
γ	Tyngdetetthet
γ_n	Naturlig tyngdetetthet
γ_s	Spesifikk tyngdetetthet
γ_w	Tyngdetetthet vann
H	Tykkelse av sedimentlag
h	Lagtykkelse
H_{1-10}	Omvandlingsgrad (von Post)
I_p	Plastisitetsindeks
K_0	Hviletrykkskoeffisient
k	Permeabilitetskoeffisient
m_s	Masse mineral Korn
m_w	Masse vann
m	Modultall Masse prøve

Tabell 3.8—1 (fortsettelse)

Symbol	Forklaring
m_{OC}	Modultall, overkonsolidert
M	Ødometermodul
M_{NC}	Ødometermodul, normalkonsolidert
M_{OC}	Ødometermodul, overkonsolidert
n	Porøsitet
NC	Normalkonsolidert
OC	Overkonsolidert
OCR	Overkonsolideringsgrad
P_r	Relativ porøsitet
p_0'	Effektivt overlagingstrykk
p_c'	Effektivt forkonsolideringstrykk (se også σ_p' og σ_c')
R	Tidsmotstand
r_s	Tidsmotstandstall
ρ	Densitet
ρ_s	Korndensitet
$\Delta\sigma'$	Tilleggsspenning
σ	Spenning
σ_a	Referansespenning
σ_c'	Effektivt pre-konsolideringstrykk (se også σ_p' og p_c')
σ_p'	Effektivt pre-konsolideringstrykk (se også p_c' og σ_c')
σ_m	Midlere spenning
σ_{av}'	Midlere aksial effektivspenning
S_r	Metningsgrad
S_t	Sensitivitet
t_p	Tid for primærkonsolidering
τ	Skjærspenning
u_b	Poretrykk målt i bunn av prøve i ødometerapparat
V	Volum prøve
V_A	Volum luft (gass)
V_V	Porevolum
V_w	Volum vann
V_s	Volum mineralkorn
w	Vanninnhold
w_p	Plastisitetsgrense
w_L	Flytegrense

4 Kvartærgeologi

4.1 Innledning

Mange av de norske vegene bygges på løsmasser som er dannet og avsatt i perioden Kvartær (de siste 2,7 millioner år frem til i dag). Derfor er kunnskap om kvartærgeologiske prosesser og avsetninger relevant for vegbygging. I geoteknisk sammenheng er kvartærgeologisk kunnskap viktig ved planlegging, gjennomføring og vurdering av geotekniske undersøkelser. Formålet med dette kapittelet er å gi relevant kunnskap i kvartærgeologi ved vegbygging.

Dette kapittelet beskriver kort typiske løsmasser i ulike områder, typiske egenskaper, generelle byggtekniske egenskaper og noen kjente områder som vil kunne by på geotekniske utfordringer. Løsmassetypene er beskrevet tilnærmet kronologisk fra eldst til yngst, der løsmasser avsatt under glasiale prosesser presenteres først (morener, breelvavsetninger o.l.) og deretter løsmasser dannet ved interglasiale prosesser (marine avsetninger, elveavsetninger, organiske avsetninger o.l.). For mer utfyllende bakgrunnsinformasjon henvises det til referanselisten og annen faglitteratur.

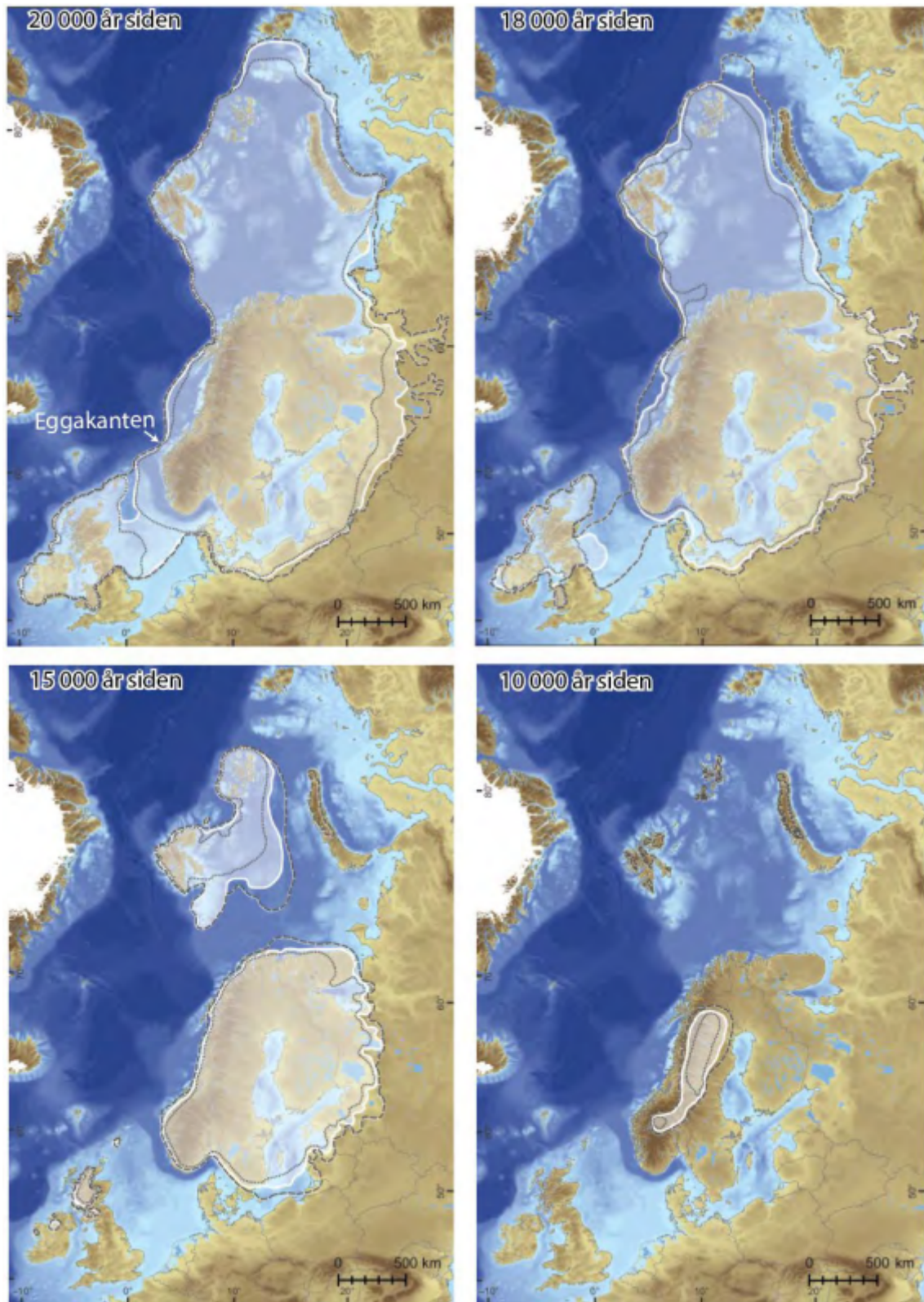
Jordartenes generelle byggtekniske egenskaper og mulige utfordringer er også omtalt i kapittelet. Omtalen er ikke uttømmende.

4.2 Introduksjon til kvartærgeologi og løsmasser i Norge

I Norge er det avsatt flere forskjellige typer løsmasser, og for å forstå hvordan disse er avsatt går vi tilbake i tid. Studier av marine sedimentkjerner har vist at det var over 50 klimasvingninger i kvartærperioden med vekselvis istider og mellomistider. De sykliske klimavariasjonene i kvartærperioden varierte, og for omtrent 600 000 år siden endret variabiliteten seg gradvis mot lange 100 000 års-sykluser. De lange klimasyklusene gav tid til å bygge opp store isdekker som presset landmassene ned. I løpet av istidene oppstod det korte varme perioder med isavsmelting, og under siste istid var det perioder der Norge ikke var dekket av is [\[99\]](#). Ved siste istids maksimum, for litt over 20 000 år siden, nådde den nordeuropeiske innlandsisen sin maksimale utbredelse og strakte seg blant annet ut til kontinentalskråningen i vest ([figur 4.2—1](#)). For omtrent 15 000 år siden hadde breen smeltet tilbake fra Eggakanten og fortsatte å smelte med noen få avbrudd til store deler av innlandsisen var smeltet bort for omtrent 10 000 år siden ([figur 4.2—1](#)).

Isen eroderte bort det meste av sedimentene, og det er kun i noen få områder det finnes avsetninger eldre enn siste deglasiasjon (isavsmelting). Dette forklarer hvorfor de aller fleste sedimentene vi finner i Norge ble avsatt under siste deglasiasjon og gjennom dagens mellomistid (holocen). Selv om det finnes enkelte steder med eldre avsetninger fokuserer dette kapittelet primært på sedimentene som er avsatt de siste 15 000 årene.

De kvartærgeologiske prosessene er komplekse og har sammenheng med bl.a. landheving, havnivåendringer, landskapsformer, isdynamikk, klima (lokalt og regionalt), osv. Derfor er det store geografiske forskjeller når det gjelder løsmasseavsetninger i Norge. Generelt sett finnes de største marine avsetningene i lavereliggende strøk i Trøndelag og på Østlandet, de største moreneavsetningene finnes i innlandet (Hedmark, Oppland og Finnmarksvidda), mens de største områdene med bart berg og størst hyppighet av skred finnes langs vestkysten.



Figur 4.2—1 — Kartlegging av utbredelsen av det skandinaviske isdekket ved ulike perioder. Prikket linje representerer minimum, stiplet linje representerer maksimum og hvit linje representerer mest sannsynlig utbredelse av isdekket (Modifisert etter Hughes et. al. [100]).

4.2.1 Morfologi (overflatekjennetegn)

Ulike jordarter og avsetninger har karakteristiske overflateformer som henger sammen med dannelsesmåten. Marine silt- og leiravsetninger har vanligvis en jevn overflate, andre ganger vil avsetningene kunne være påvirket av erosjon, slik at ravinelandskap dannes. Det samme gjelder bresjøavsetninger av finsand og silt [101]. I raviner og bekkedaler er det ofte ferske skred som gir god informasjon om type løsmasser. Områder der mange skred har gått er ofte utsatt for nye skred.

Vegetasjonsbildet har ofte sammenheng med jordartenes evne til å holde på fuktighet. Den beste landbruksjorda i Norge er ofte sand- og leiravsetninger under marin grense. Naturlig vil en finkornet og tett avsetning av morene eller marin leire og silt holde godt på fuktigheten, noe som er gunstig for vegetasjon med gruntliggende røtter, f.eks. gran- og løvskog, busker og gress. En godt drenerende smeltevannsavsett grus tørker raskt, her trives vegetasjon som klarer seg med lite vann (f.eks. lav) eller har dyptgående røtter (f.eks. furu) [101].

Det er nyttig å være klar over at det er forholdsvis vanlig med artesiske grunnvann (poreovertrykk) nedenfor fjellskrenter eller i dalfører, spesielt om man har ur i overkant og leire nedenfor (figur 4.2.1—1). Det har vært flere tilfeller der grunnboring i dalbunner og manglende tiltak har ført til punktering av artesiske akviferer, med påfølgende kostbare skader. Dersom man punkterer en slik akvifer er det viktig å tette så raskt som mulig for å begrense mulige skader. Det vises til kapittel 15 for beskrivelse av artesiske grunnvann, samt forebyggende tiltak ved utførelse av grunnundersøkelser.



Figur 4.2.1—1 — Et eksempel på forekomst av artesiske grunnvann. Til venstre er en ur, til høyre er bilde av et oppkomme i hav- og fjordavsetninger nedenfor uren. Foto: Heidi Kjennbakken, SVV

4.2.2 Forenklet om løsmassetyper

De kvartære løsmassene er delt inn etter avsetningsprosess, og er forenklet presentert nedenfor:

Morene	Avsatt av breer
Breelvavsetning	Avsatt av smeltevann fra breer
Bresjøavsetning	Avsatt i bredemte innsjøer
Elveavsetning	Avsatt av elver og bekker
Marin avsetning	Avsatt i sjøvann
Innsjøavsetning	Avsatt i innsjøer
Vindavsetning	Avsatt av vind
Skredavsetning	Utrast berg og/eller løsmasser
Organiske jordarter	Jord som hovedsakelig inneholder organisk materiale

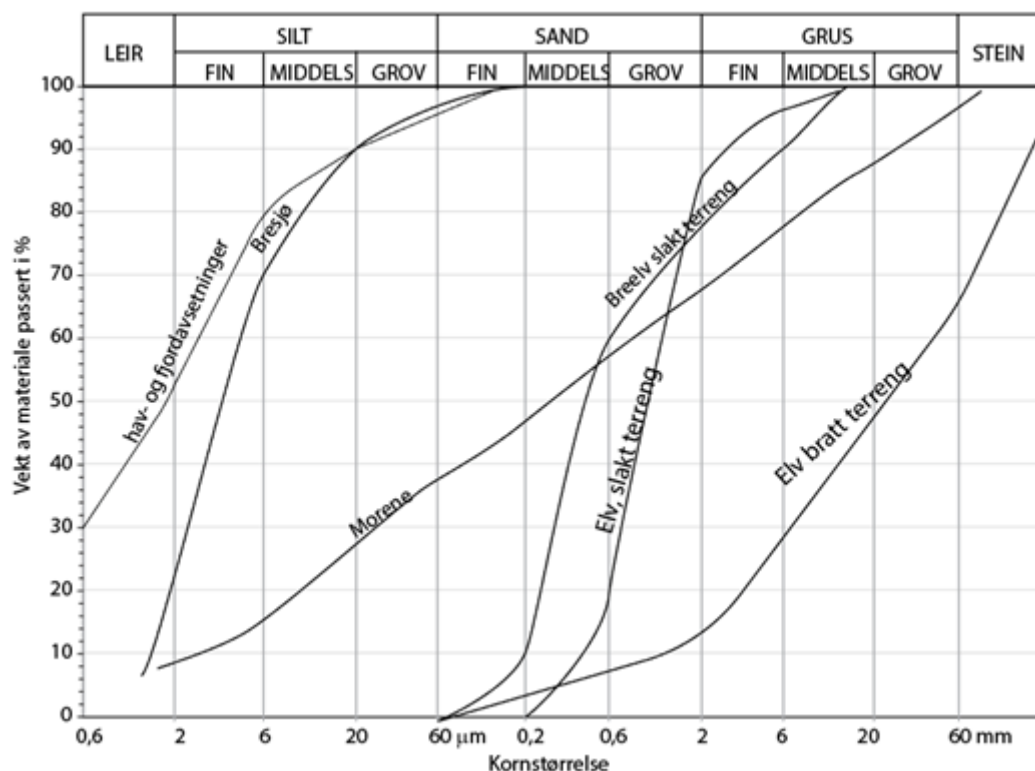
Se [kapittel 4.3](#) for mer detaljert beskrivelse og byggtekniske egenskaper.

Det er generelt en fordel å bruke terminologien ovenfor når man beskriver grunnforhold. NS-EN 16907 «Grunnarbeider, Del 2: Klassifisering av materialer» [\[102\]](#) angir at jord- og steinmaterialer skal klassifiseres og beskrives slik at man kan vurdere egenskaper som påvirker utgraving, transport og utlegging av massene. Dette gir entreprenør bedre mulighet til å komme frem til løsninger som egner seg for de faktiske grunnforholdene.

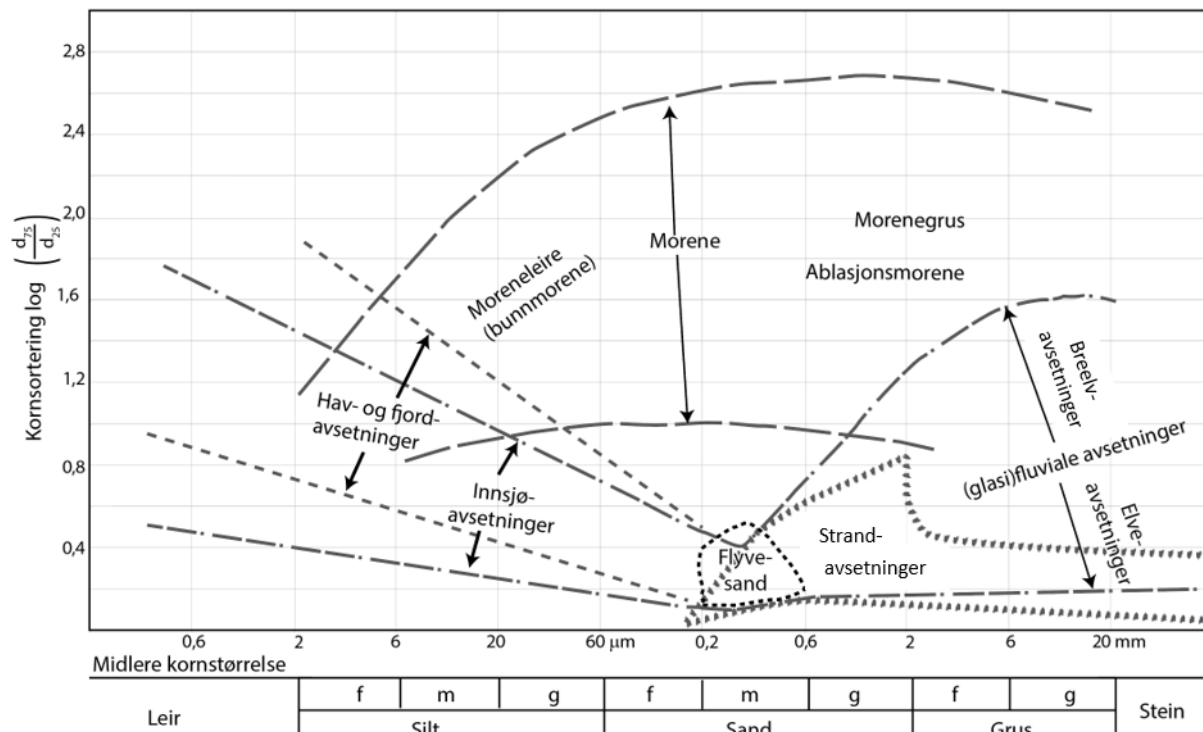
4.2.3 Jordartsegenskaper

De ulike jordartene har ulike egenskaper som kornfordeling, sorteringsgrad (gradering), lagdeling, pakking og rundhet. Lagdeling sier noe om avsetningsmediet, for eksempel er en ensgradert og lagdelt jordart vanligvis transportert og avsatt i vann (eller vind). Variasjoner i lagdelingen, for eksempel kornstørrelse eller mengde organisk innhold skyldes endringer i avsetningsforhold, for eksempel endringer i strømningshastighet eller elveleie. Dersom en jordart mangler sortering og lagdeling, har transportmediet vært noe annet enn vann og vind, f.eks. en bre eller et skred.

Kornfordeling og ulik sortering har også sammenheng med avsetningsprosessen. Dette illustreres med kornfordelingskurver ([figur 4.2.3—1](#)), der typiske trekk i ulike avsetninger fremkommer. For eksempel inneholder morener typisk alle kornfraksjoner, dvs. den er en velgradert/dårlig sortert avsetning. Elveavsetninger består typisk av sand og er mer ensgradert/godt sortert. På grunn av variasjon i vannhastighet og mengden smeltevann i breelvene er disse ofte mer velgradert enn elveavsetninger, men ikke alltid ([figur 4.2.3—1](#)). Hav og fjordavsetninger består som regel av mye silt og leire, der glasimarin leire («ishavsleire») ofte er mer siltig enn «vanlig» marin leire. [Figur 4.2.3—1](#) viser typiske kornfordelingskurver, det vil være variasjoner innenfor jordartene.



Figur 4.2.3—1 — Eksempler på typiske kornfordelingskurver for ulike type materiale. (Eksempler modifisert etter Janbu, Jørgensen et. al. og NGU [75], [103] og [104])



Figur 4.2.3—2 — Sammenheng mellom ulike kvartære avsetningsformer, midlere kornstørrelse og kornsortering. Høyere verdi på kornsortering er mer velgradert materiale (modifisert etter NGU [104]).

Det er ofte en sammenheng mellom avsetningstype, sortering og midlere kornstørrelse, noe NGU nr. 186 [104] systematiserte i et diagram (figur 4.2.3—2). Det vil være unntak fra denne sammenhengen,

men diagrammet gir en nyttig indikasjon om forventet kornstørrelse og sortering i en avsetning [\[104\]](#). I diagrammet tilsvarer midlere kornstørrelse 50 %-fraksjonen på kornfordelingskurven. Kornsortering ble definert som $\log(d_{75}/d_{25})$ der d_{25} krysser 25%-verdien på kornfordelingskurven og d_{75} krysser 75 % på kornfordelingskurven.

Kornenes avrunding sier også noe om dannelsesmåten. Rundete og godt rundete korn er ofte transportert i vann, der lenger transport gir mer avrunding. Kanrundete korn er typisk for bretransportert materiale, mens kantete korn er typisk for korttransportert materiale i avsetninger fra steinskred og steinsprang ([figur 4.2.3—3](#)). Kornenes form har noe å si for jordegenskaper, for eksempel er kontaktflaten mellom runde korn ofte mindre enn kontaktflaten mellom kantete korn, slik at en avsetning av kantete korn vil kunne ha høyere friksjon (f.eks. ur) enn en avsetning av rundede korn (f.eks. breelvavsetning).



Figur 4.2.3—3 — Inndeling av steiner etter fire rundhetsklasser Foto: Terje H. Bargel, NTNU

4.3 Kvartære avsetninger

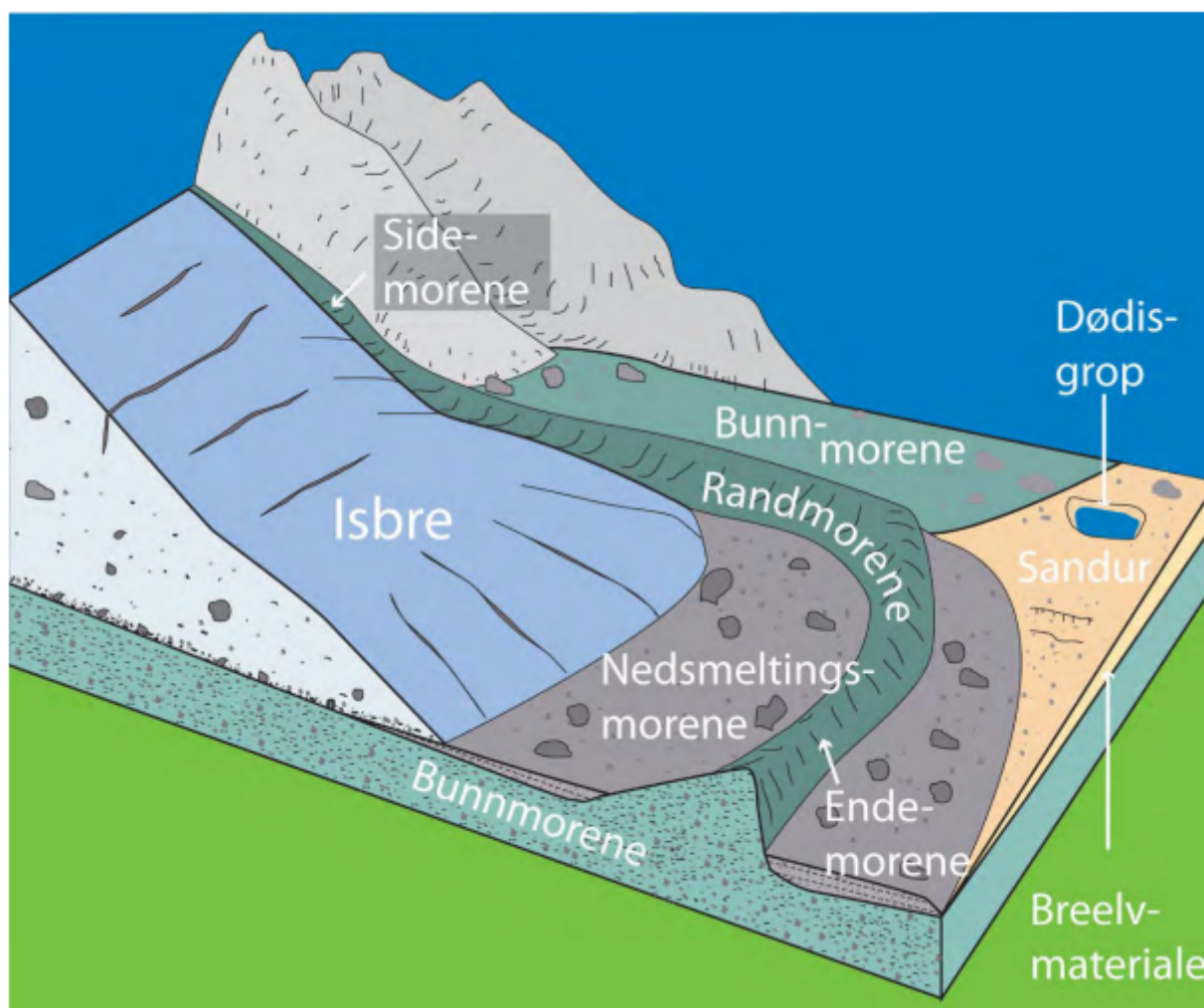
Dette kapittelet beskriver de viktigste kvartære løsmassene og deres byggetekniske egenskaper.

4.3.1 Morene

Moreneavsetninger er transportert og avsatt av en isbre. Avsetningene er dårlig sortert/velgraderte og består ofte av blokk, stein, sand, silt og leire, der kornstørrelsene opptrer i varierende mengder ([figur 4.2.3—1](#)). Areal- og volummessig er dette den vanligste jordarten i Norge.

Fragmentene er oftest kantete eller kanrundet og avsetningen mangler ofte indre lagdeling. Innhold av blokk og finfraksjoner i morener er i stor grad bestemt av kildematerialet (bergartene og løsmassene breen beveget seg over). Harde og massive bergarter (f.eks. granitt, gneis o.l.) gir et høyt blokkinnhold og lite finfraksjoner, mens bløte bergarter (f.eks. fyllitt, glimmerskifer o.l.) gir et lavere blokkinnhold og en større andel finfraksjon [\[101\]](#). I områder der breen gled frem over marin leire og silt er morenen ofte finstoffrik. Deler av moreneavsetningene har siden blitt påvirket av rennende vann, vind, bølger og skred.

Morenematerialet ble avsatt noe ulikt, noe som har ført til morener med ulik sammensetning, egenskaper og landform. Dette kapittelet har delt morene inn i bunnmorene, nedsmeltingsmorene og randmorene ([figur 4.3.1—1](#)). Disse har noe ulik dannelselse, sammensetning og egenskaper.



Figur 4.3.1—1 — Eksempel på ulike breavsetninger. (Produsert av Arne Fjalstad, Nord Universitet)

Bunnmorene

Bunnmorene er dannet av materiale som ble plukket opp av isens såle og transportert langs bunnen av breen. Dette virket som et grovt sandpir på underlaget som løsgjorde mer materiale. Bunnmorener er avsatt som et dekke med stor utbredelse i Norge. Avsetningen ligger ofte direkte på berg, den er ofte overkonsolidert med høy styrke. Tykkelsen varierer fra nær null til flere titalls meter. Materialet tynner ut oppover dalsidene, og i fjellene finnes bunnmorene bare unntaksvis. Bunnmorene er ofte dekket av yngre jordarter som marine avsetninger, smeltevannsavsetninger, elveavsetninger, myr, osv.

Nedsmeltingsmorene

Nedsmeltingsmorene (ablasjonsmorene) ble avsatt mens breen var dynamisk inaktiv. Materiale i og på breen, ble liggende igjen da breen smeltet ned. Materialet er avsatt kaotisk i hauger og rygger, ofte over bunnmorene ([figur 4.3.1—1](#) og [figur 4.3.1—2](#)). Materialet er mer porøst og permeabelt enn bunnmorene. Denne morenetypen ligger vanligvis i forsenkninger i terrenget omkring myrer og vann, ved sjøer og på fjellviddene.

Dødisgroper er også spor etter inaktiv is, dette er groper dannet fra isrester som var begravd og siden smeltet ([figur 4.3.1—1](#)). Noen groper er tørre, mens i andre er det vann, tjern eller myrer.



Figur 4.3.1—2 — Løsmasseskjæring i nedsmeltingsmorene ved skogsbilveg i Tydalsfjellene, Sør-Trøndelag. Foto: Terje H. Bargel, NTNU

Randmorene

Randmorene er en landform dannet langs brefronten og omfatter både endemorene og sidemorene. Da brefronten rykket frem eller hadde samme posisjon over lenger tid ble morenemateriale avsatt som en sammenhengende randmorene ([figur 4.3.1—1](#)). Langs kysten av Norge ble det avsatt en nærmest sammenhengende morenerygg, under kuldeperioden Yngre Dryas ([figur 4.3.1—3](#)).

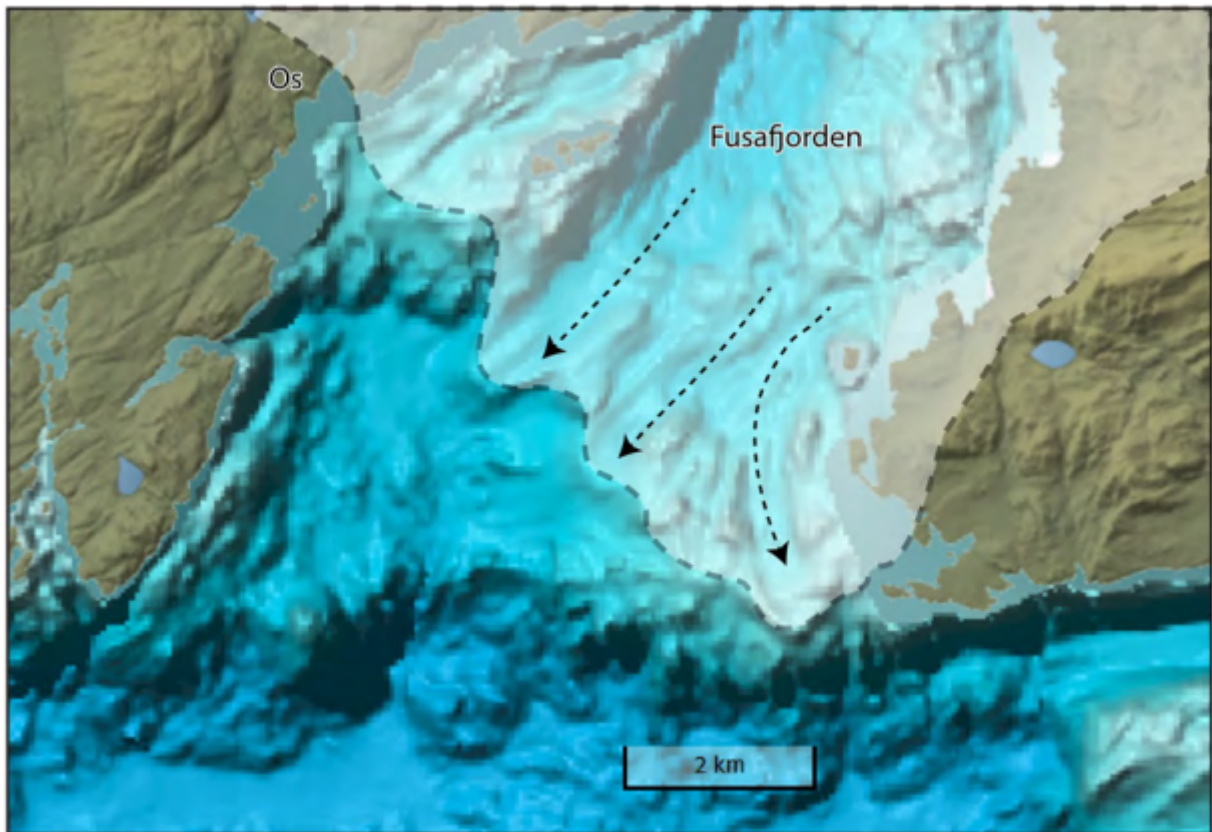
Eksempler på kjente randmorener avsatt under Yngre Dryas er Raet, Herdlamoren, Hoklingenmorenen, Tautramoren og Tromsø-Lyngenmorenen ([figur 4.3.1—3](#)). Disse morenene ble avsatt på noe ulik tid, noe som viser at breen ikke rykket frem synkront i alle områder, men at breen var dynamisk, aktiv og responderte ulikt på lokale klimavariasjoner. I noen områder rykket breen frem over marine avsetninger, i slike områder vil marin leire (inkludert kvikkleire) kunne ligge under randmorenen, noe som blant annet er funnet langs Raet i Østfold.



Figur 4.3.1—3 — Kart som viser utbredelse av Yngre Dryas isdekket indikert med sort linje. Denne grensen er identifisert av en mer eller mindre sammenhengende endemorene. Aldrene på randavsetningene er definert som ka, dvs. 1000 år før nåtid, der nåtid er kalenderåret 1950. LGM betyr Last Glacial Maximum. (Modifisert etter [100] og [105]).

Endemorener ble også avsatt under vann/havnivå og finnes i dag både i fjorder og på land. I fjorder opptrer de ofte på berggrunnstreskler og i sammenheng med endemorener på land. På topografisk sjøkart sees disse israndavsetningene som «tunger» der brefronten lå, noe som er illustrert for Fusafjorden i Hordaland på [figur 4.3.1—4](#).

Det finnes også mindre og yngre randmorener i Norge f.eks. endemorener avsatt under «den lille istid», på 1700 tallet som ligger på tvers av mange daler nedenfor lokale breer.



Figur 4.3.1—4 — Terrengkart over Fusafjorden som indikerer hvor brefronten lå under Yngre Dryas. Antatt brebevegelse er indikert med stiplede piler. (Bakgrunnskart fra norgeskart.no, posisjon for brefront på land er hentet fra Mangerud et al. [105]).

4.3.1.1 Byggtekniske egenskaper

Morene har følgende byggtekniske egenskaper:

- har stor variasjon i styrke og sammensetning, men er gjerne uproblematisk som byggegrunn
- inneholder ofte blokker
- har ofte god gravbarhet
- er ofte mindre egnet for innstallering av spunt og enkelte peler, grunnet store blokker
- er ofte lite permeable på grunn av høyt finstoffinnhold
- er ofte telefarlige på grunn av høyt finstoffinnhold
- medfører ofte behov for god drenering i byggegrop og ev. frostisolasjon
- vil kunne maskere marin leire, dvs. også kvikkleire

Store blokker i morene vil lett kunne forveksles med berg ved grunnundersøkelser. Det er derfor viktig å bore minst 3 m for sikker bergpåvisning, jf. [Kapittel 2](#) og NGF melding nr. 9 [106].

Bunnmorenen er ofte overkonsolidert (hardpakket) på grunn av trykket fra isen, en egenskap som gir lite setninger. Kraftig nedbør og/eller snøsmelting vil kunne gi oppbløtt tilstand i morener med høyt finstoffinnhold, noe som reduserer styrken og øker faren for utrasing.

En randmorene vil ofte være mer konsolidert på trykksiden enn på lesiden.

4.3.1.2 Mulige utfordringer med moreneavsetninger

Uventet lagdeling

Mange ganger er ikke lagdelingen i grunnen som forventet. Et eksempel er fra enkelte områder bak Yngre Dryas grensen, hvor lagdelingen ovenfra er normalkonsolidert marin leire – leirig bunnmorene – overkonsolidert glasimarin leire – bunnmorene – berg. Her finnes det eksempler der man har stoppet grunnboringene ved den faste leirige morenen. Dette har ført til problemer i anleggsfasen på grunn av den overkonsoliderte sensitive leiren som var kamuflert av bunnmorenen. Det finnes flere eksempler på både leire og kvikkleire under og ved moreneavsetninger. Det har for eksempel blitt påtruffet mye kvikkleire ved Raet utenfor Tønsberg. Leire i forbindelse med moreneavsetninger kan gi store utfordringer i anleggsfasen. Det er derfor viktig å sørge for at grunnundersøkene avdekker slike forhold under prosjektering jf. [Kapittel 2](#).

Forklaring på lagdelingen over har sammenheng med kvartærgeologien; da breen først trakk seg tilbake ble det avsatt bunnmorene, sjøvannet fulgte brefronten og det ble avsatt glasimarin leire. Brefremstøtet i Yngre Dryas rykket over og konsoliderte den glasimarine leiren og avsatte leirig bunnmorene. Ved tilbaketrekning etter Yngre Dryas kuldeperioden ble normalkonsolidert glasimarin og marin leire avsatt over den leirige bunnmorenen.

Vannømfintlighet

Selv om morener generelt sett representerer god byggegrunn er det lokale variasjoner i de ulike avsetningstypene som vil kunne skape utfordringer. For eksempel finnes det vannømfintlig morene flere steder i Norge, som har skapt utfordringer. Denne type morene er ofte godt konsolidert og hard i tørr tilstand. I enkelte tilfeller har bunnmorenen vært så hard at man har forvekslet den med berg, andre ganger har man måttet pigge ved utgraving.

Utfordringen med denne type avsetning er at ved gjennombløting blir massene ustabile og flytende. Dette har resultert i mange utfordringer i anleggsfasen, for eksempel at avsetningen er forvekslet med berggrunn, eller da en grøft ble pigget ut i fast tørr morene, og neste dag hadde grøften kollapset. Denne vannømfintligheten har blitt sett i sammenheng med mineralogi som gir svelleegenskaper og/eller siltinnhold (f.eks. [\[107\]](#), [\[108\]](#), [\[109\]](#)).

Et eksempel på en slik morene er Mjøsmorena, som er leirrik og ofte mørk grå, blågrå til sort i fargen. Den konkrete årsaken til hvorfor Mjøsmorena er vannømfintlig er ikke avgjort, men mineralogiske analyser viser at den blant annet inneholder glauconitt [\[109\]](#). I oppbløtt tilstand absorberer glauconitt mye vann og sveller, og ved belastning vil strukturen kunne bryte sammen ([\[109\]](#) og referanser der). Et typisk kjennetegn på denne type avsetning er at den flyter ut i kontakt med vann. Denne type morene kan også være syredannende, noe som kan avdekkes ved kjemiske analyser.



Figur 4.3.1.2—1 — Bilde fra Løten som viser syredannende Mjøsmorene i en skjæring (Foto: Siri Guldseth, SVV)



Figur 4.3.1.2—2 — Bilde av oppbløtt Mjøsmorene som flyter ut (Foto: Siri Guldseth, SVV)

4.3.2 Breelvavsetninger (glasifluviale avsetninger)

Under isavsmeltingen smeltet breene raskt og istykkelsen minket med flere meter i året. Smeltevannet i breelvene eroderte i løsmassene, transporterte og avsatte materiale under, langs kanten og foran breen ([figur 4.3.1—1](#)). Grovt materiale ble avsatt nær breen, mens fint materiale ble transportert og avsatt lenger unna. Breelvmateriale består ofte av sand, grus og stein som er rundet. Rundingsgrad og sortering avhenger av transportlengde, vannhastighet og kildemateriale. Finstoff som leire og silt er sjelden tilstede ([figur 4.2.3—1](#)).

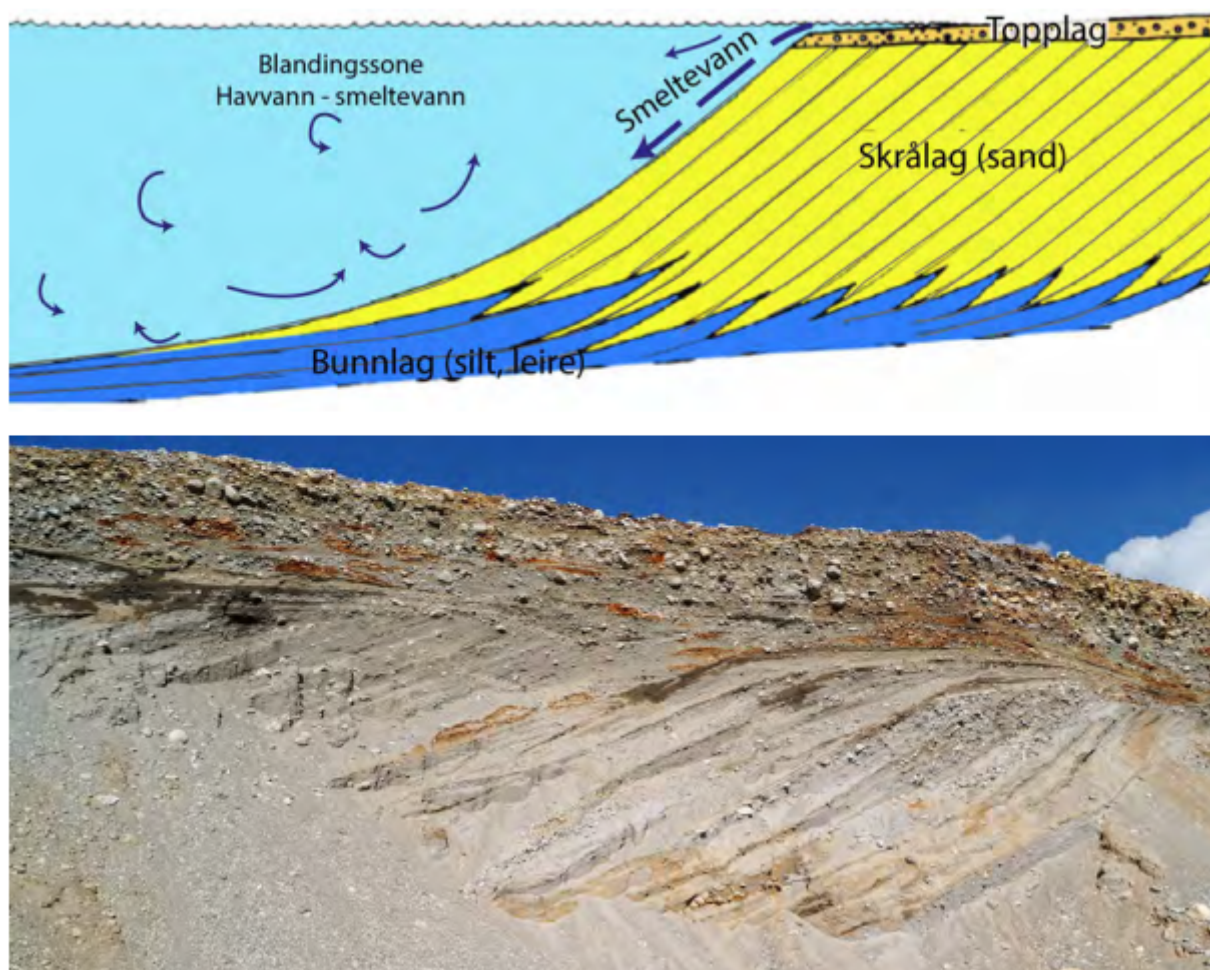
Eskere og sandur

Det finnes flere typer breelvavsetninger og de kjennetegnes ofte etter hvordan de er dannet. For eksempel ble eskere dannet i smeltevanntunneler i breen, og fremstår ofte som rygger av rundet grus og sand. Rygg lengden varierer fra noen hundre meter til flere kilometer. Bredde og høyde varierer fra noen få til mer enn 20 meter. Slike eskere vil kunne opptre som store grunnvannsreservoarer. Da breen smeltet fulgte havet etter. Enkelte eskere finnes derfor under hav- og fjordavsetninger.

På større sletter foran breen kunne smeltevannet transportere og avsette sand og grus, en avsetningstype som kalles sandur ([figur 4.3.1—1](#)).

Breelvdelta

Da breen smeltet fulgte havet brefronten opp til marin grense. Dette førte til dannelse av breelvdelta der breelvene munnet ut i vann eller sjø. Elvematerialet ble avsatt over innsjøavsetninger eller marine avsetninger ([figur 4.3.2—1](#)). Det groveste materialet ble avsatt først, nærmest elvemunningen, mens finere silt- og leirfraksjoner holdes lenger i suspensjon og ble fraktet lenger ut på deltaet. Etter hvert som deltaet vokste utover ble bunnlaget dekket av sandholdige skrålag. På toppen av deltaavsetningen ligger ofte et grovkornet, nærmest horisontalt topplag, gjerne bestående av stein og grus ([figur 4.3.2—1](#)). På grunn av landhevingen finnes breelvdelta ofte på land, f.eks. er Gardermoavsetningen et stort breelvdelta.



Figur 4.3.2—1 — Øverst: Skjematisk fremstilling av dannelsen av et klassisk breelvdelta (modifisert etter Jørgensen et al. [110]). Nederst: bilde av en breelvdeltaavsetning (Foto: Mari B. Nieuwenhuizen)

4.3.2.1 Byggtekniske egenskaper

Breelvavsetninger har følgende byggtekniske egenskaper:

- drenerer vanligvis godt, noe som gir lav telefarlighet
- har vanligvis god bæreevne og god grav- og spuntbarhet
- er viktige grusressurser og sandressurser mange steder i Norge
- er assosiert med grunnvannsreservoarer

Det vil kunne være gode drikkevannskilder i breelvavsetninger under marin grense, der overliggende leire beskytter mot forurensing.

Mulige utfordringer med breelvavsetninger

Under marin grense er det vanlig å forvente at det befinner seg marin leire under breelvavsetninger og breelvdelta (figur 4.3.2—1). Dette har betydning for setninger og stabilitet. Det er derfor viktig å utføre grunnundersøkelser til store nok dybder, se mer om dette i [kapittel 2](#)

Breelvvavsetninger under marin leire vil kunne opptre som artesiske akviferer. Punktering av artesiske akviferer har skjedd gjennom vanlige sonderinger og har medført store kostnader, se [kapittel 15](#) for utfyllende informasjon om tiltak for å unngå slike punkteringer.

4.3.3 Bresjø- og innsjøavsetninger

Bresjøavsetninger

Bresjøavsetninger er avsatt i innsjøer demmet opp av en isbre. Bresjøene ble ofte dannet mellom isen og dalsiden. De største sjøene ble dannet under siste del av isavsmeltingen. Avsetningen er spesielt utbredt i de nordlige deler av Gudbrandsdalen og Østerdalen, men opptre helt nord til Finnmark [\[111\]](#). Bresjøavsetninger ligger ofte som en jevn flate i landskapet og er ofte dyrket opp. Materialet består vanligvis av lagdelt, ensgradert sand- og siltavsetninger.

Innsjøavsetninger

Innsjøavsetninger (lakustrine avsetninger) er avsatt etter isavsmeltingen og har flere likhetstrekk med bresjøavsetninger; de er avsatt i stillestående vann, ble generelt lite komprimert under avsetningen, har ofte horisontal lagdeling, består vanligvis av ensgradert silt. Innsjøavsetninger ligger også som en jevn flate i landskapet og er ofte dyrket opp, men inneholder som regel mer organisk materiale enn bresjøavsetninger.

4.3.3.1 Byggtekniske egenskaper

Bresjø- og innsjøavsetninger har følgende byggtekniske egenskaper

- har som regel god gravbarhet og spuntbarhet
- er ofte middels til meget telefarlig på grunn av høyt siltinnhold
- er ofte lett eroderbare på grunn av høyt siltinnhold

Vegbygging i slike avsetninger krever ofte tiltak som erosjonssikring av skjæringer og god drenering og/eller frostsikring av overbygningen.

Det vil kunne forekomme blokk og grus (isdroppet materiale) i bresjøavsetningene, se [figur 4.3.6—1](#).

Dersom innsjøavsetninger inneholder mye organisk materiale vil det kunne oppstå setninger, se [kapittel 7](#) for nærmere omtale om hvordan setninger beregnes.

Mulige utfordringer ved bresjø- og innsjøavsetninger:

Løst lagret ensgradert silt og/eller sand vil kunne ha sprøbruddoppførsel og være utsatt for liquefaction og flyteskred. Denne typen materiale er ofte særlig utsatt for vibrasjoner [\[112\]](#) og [\[113\]](#), se også [kapittel 18](#). Flyteskred oppstår i en vannmettet tilstand når strukturen i slike avsetninger kollapser på grunn av en last. Ved en hurtig last, f.eks. jordskjelv, vil ikke vannet ha tid til å dissipere. I stedet bygges det opp et høyt poreovertrykk som fører til lave effektivspenninger som dermed reduserer fastheten i jorda, slik at den oppfører seg mer som en væske enn et fast materiale [\[112\]](#) og [\[113\]](#).

4.3.4 Elveavsetninger (fluviale avsetninger)

Landet hevet seg raskt like etter at isen forsvant, og eksponering av «ferske» sediment som ikke var dekket av vegetasjon resulterte i omfattende elveerosjon. De største elveavsetningene i Norge ble dannet kort tid etter siste istid, der elver og bekker eroderte, transporterte og avsatte materiale.

Elveavsetninger består ofte av godt sortert/ensgradert sand, men også av grus og/eller stein ettersom kornfordeling og sortering varierer med terreng, vannføring og type elv. Strømningshastigheten i elven styrer størrelsen på materialet som eroderes, transporteres og avsettes, mens vannmengden styrer hvor mye materiale som transporteres per tidsenhet (se [kapittel 15](#)). For eksempel vil bratt terreng med stor vannføring avsette grus og stein.

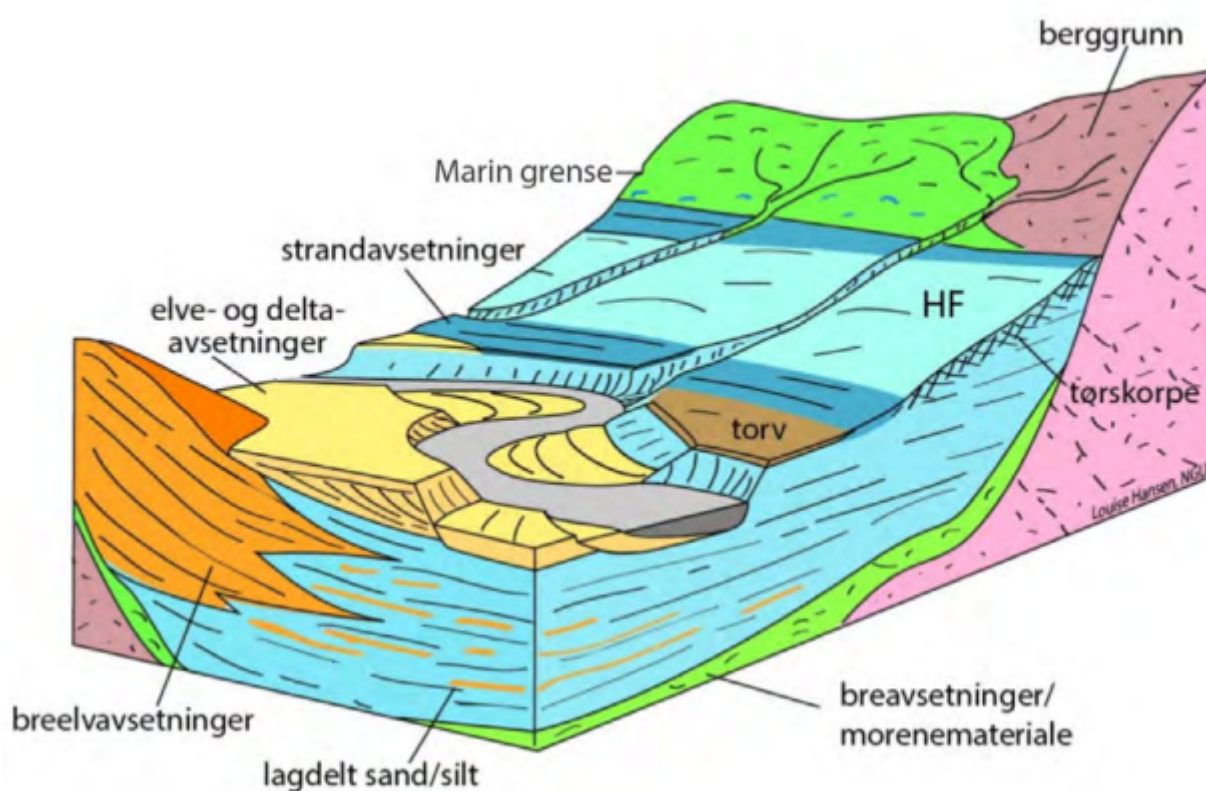
Elveløp med stor materialtransport som går over i et flatere terreng vil ofte danne et forgreinet elvemønster der avsetningene danner sandbanker/øyer mellom elveløpene. Disse avsetningene vil typisk

bestå av mye middels til grov sand. I flatere og mer åpne områder finner man ofte store meandrerende (buktende) elveløp som avsetter godt sortert/ensgradert fin- til middels fast sand. Her eroderer elven i yttersvingen og avsetter i innersvingen, noe som ofte gir skrå lag [103]. Lagdelingen i en elveavsetning reflekterer variasjoner i strøm og vannmengder. Avsetningen fra en meandrerende elv vil for eksempel kunne inneholde tykke lag med organisk materiale avsatt av en kroksjø (en U-formet innsjø som er skilt fra hovedleiet til elven).

På elvesletter finnes det ofte flomavsetninger, noe som indikerer at det vil kunne komme ny flom i fremtiden.

Sammenlignet med breelvavsetninger er elveavsetninger ofte finere, mer rundet og mer ensgradert/bedre sortert. Dette har sammenheng med at breelvene forekom over kortere tidsrom og med større vannføring.

På grunn av havnivåendringer er det vanlig å finne hav- og fjordavsetninger under elveavsetninger ([figur 4.3.4—1](#)).



Figur 4.3.4—1 — Illustrasjon over hvordan kvartære avsetninger vil kunne forekomme. HF= hav og fjordavsetninger (Produsert av Louise Hansen, NGU).

Elvedeltaer

Elvedeltaer dannes på samme måte som breelvdeltaer, der hvor elver munner ut i vann eller sjø (se beskrivelse i [kapittel 4.3.2](#)).

4.3.4.1 Byggtekniske egenskaper

Elveavsetninger har følgende byggtekniske egenskaper:

- har i stor grad de samme byggtekniske egenskapene som breelvavsetninger
- er som regel ensgraderte/godt sorterte avsetninger
- har ofte høy porøsitet og permeabilitet

- er vanligvis ikke telefarlige
- er vanligvis grav- og spuntbare
- fungerer godt til en rekke formål, blant annet som byggeråstoff, grunnvannsressurser og landbruksjord

Mulige utfordringer ved elveavsetninger

Det er en viss flomfare forbundet med bygging på elveavsetninger og avsetningene vil kunne være utsatt for kraftig erosjon ved flomhendelser. Det finnes flomsonekart for kartlagte vassdragsstrekninger i Norge, det vises til NVE sine nettsider for flomsonekart og oppdatert informasjon om klimatilpasning av flomsoner. Se vegnormal N100 Veg- og gateutforming [\[114\]](#) og vegnormal [N200:2024, Punkt 2 \[1\]](#) for krav til sikring mot flom.

Under marin grense forekommer ofte marin leire under en elveavsetning ([figur 4.3.4—1](#)). Dette har betydning for stabilitet og setninger (se [kapittel 5](#) og [kapittel 8](#)).

Ensgradert løst lagret sand vil kunne være utsatt for flyteskred (se [kapittel 4.3.3.1](#)).

4.3.5 Karst: «elver i undergrunnen»

Karst er landformer dannet ved kjemisk oppløsning (korrosjon) av karbonatbergarter, som marmor og kalkstein. Karstdannelse skjer når vann sirkulerer i eksisterende hulrom i berget og løser opp bergflatene. Denne prosessen foregår både over og under grunnvannsspeilet. Vanngjennomstrømning i karstberggrunn er svært varierende og følger ikke alltid topografien.

Karstlandskap kjennetegnes av mangel på overflatedrenering og med landformer som grotter, doliner (lukkede forsengkninger dannet av jordfallshull), jordbruer, oppløste sprekker og natursjakter ([figur 4.3.5—1](#)). Elver som er koblet til et større karstsystem vil kunne forsvinne eller oppstå i landskapet uten å være en synlig del av et større overflatenettverk.

I Norge er karstdannelse ofte assosiert med kvartære prosesser og de største karstforekomstene er i Nordland. Mange av grottesystemene består av nettverk av ganger som til sammen er flere kilometer lange. Mange system ble utviklet under istidene, og er derfor delvis fylt av sedimenter, mens andre systemer vil kunne være skjult under kvartære avsetninger ([figur 4.3.5—1](#)). Utfyllende informasjon om karst finnes i boken «Grotter - Norges ukjente underverden» [\[115\]](#).



Figur 4.3.5—1 — Venstre: karstberggrunn der terrenget over har sunket. Høyre: Løsmassedoliner er typiske tegn i overflaten på karstberggrunn. Foto venstre og høyre: Rannveig Ø. Skoglund, UiB

4.3.5.1 Byggtekniske egenskaper

Utbygging i områder med karbonatbergarter vil kunne by på utfordringer på grunn av karstdannelse. Byggearbeider som drenering, oppdemming etc. vil kunne påvirke de hydrauliske forholdene i undergrunnen som igjen påvirker vanngjennomstrømningen. Ved vegbygging over denne type berggrunn er det nyttig å være klar over at endringer i de hydrauliske forholdene vil kunne føre til at løsmasser vaskes ned i undergrunnen. Dette har for eksempel skjedd ved tunneldriving ved større grottesystem, noe som forårsaket store jordfallshull langt fra tunnelinjen, nær bebyggelse.

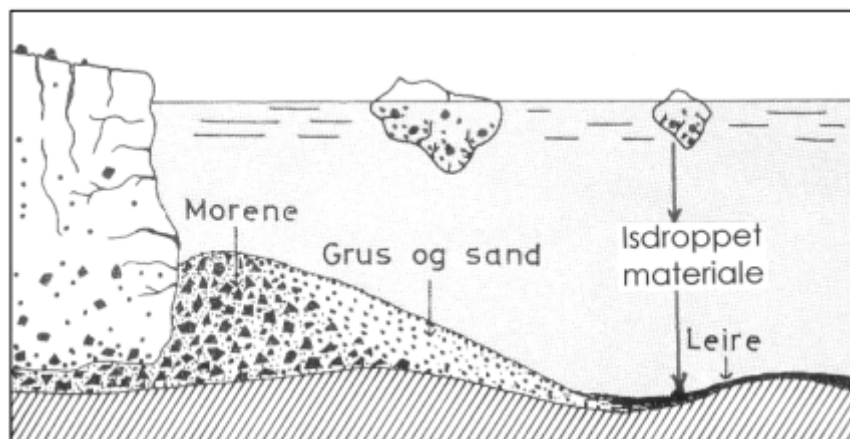
Det finnes smale lag med karbonatbergarter innimellom annen berggrunn som har blitt korrodert slik at det er dannet hulrom uten at dette nødvendigvis er kartlagt. Dette er viktig å være klar over ved f.eks. utstøping av peler. Avdekking av kalk og karbonatberggrunn foregår som en del av geologisk kartlegging av berg, se f.eks. retningslinje R211 Feltundersøkelser [44].

Det er ikke alltid geologiske prosesser som fører til jordfallshull. For eksempel har oppløsning av gamle betongrør eller mangelfull drenering og utvasking av fyllmasser også ført til hulrom i undergrunnen, som videre har ført til jordfallshull i vegbanen.

4.3.6 Hav- og fjordavsetninger (marine avsetninger)

Marine hav- og fjordavsetninger er avsetninger bestående av hovedsakelig silt og leire avsatt i hav eller fjord (saltvann). Marine avsetninger representerer potensielt utfordrende grunnforhold på grunn av mulighet for kvikkleire og materiale med sprøbruddoppførsel.

Glasimarine (ishavs-) avsetninger ble avsatt da brefronten lå i sjøkanten under isavsmeltingen. Store sedimentmengder ble ført ut i fjordene med smeltevatnet. Gjennom denne perioden ble det avsatt opp til flere hundre meter med glasimarine sedimenter i fjordbassengene, hovedsakelig silt og leire [116]. Isfjellene kunne transportere enkelte steiner og blokker som smeltet ut og ble avsatt som isdroppet materiale i den glasimarine leiren (figur 4.3.6—1). Etter at isen smeltet fortsatte den marine avsetningsprosessen, der silt og leire ble avsatt i fjordbassengene.



Figur 4.3.6—1 — Forenklet skisse som illustrerer eksempel på avsetning av isdroppet materiale i marin leire (Modifisert etter Østerås [117])

Årsaken til at vi har hav- og fjordavsetninger på land er havnivåendringer og isostatisk landheving under og etter deglasiasjonen. Det store isdekket som bygde seg opp under siste istid, presset landmassene ned. Under isavsmeltingen forsvant trykket fra isen og store smeltevatnsmengder ble ført ut i havet. Dette førte til økning i havnivå, som var raskere enn landhevingen. Dette gjorde at det relative havnivået i Norge var høyere enn i dag. Ettersom landmassene steg ble disse, til dels tykke, hav- og fjordavsetningene hevet over havnivå ([figur 4.3.4—1](#)).

Marin leire er avsatt med åpen struktur og høyt vanninnhold. Ved kontinuerlig bunnfelling økte etter hvert lagtykkelsen, og porevannet ble presset ut i de dypere delene slik at vanninnholdet avtok og fastheten økte. Denne komprimeringen ble forsterket da landhevingen brakte massene opp over havnivå. Landhevingen endret spenningssituasjonen i løsmassene, noe som utløste skred i områder med dårlig stabilitet. I tillegg var det mange jordskjelv under den første perioden med landheving [118].

Ved undersøkelser i hav- og fjordavsetninger er det ofte styrkeforskjeller over relativt små områder. Dette har flere forklaringer, i noen tilfeller har det sammenheng med at utrast marin leire har en tettere kornstruktur sammenlignet med den åpne strukturen i leire som er avsatt fra suspensjon. Man ser ikke alltid tegn på overflaten etter tidligere skred.

I hav og fjordavsetninger finnes det ofte sandlag, som vil kunne være vannførende. Nedenfor er noen kvartærgeologiske prosesser som vil kunne gi slike sandlag listet opp:

- Elvesystem på, i og under breen avsatte sand og grus, da havet fulgte breens tilbaketrekning ble sand og grus begravet av hav- og fjordavsetninger ([figur 4.3.4—1](#))
- Undersjøiske skred og turbiditter (slamstrøm) er typiske fjordprosesser og vil kunne gi sandlag
- Variasjoner i havnivå, bl.a. tapes-transgresjonen for ca. 8000 år siden, førte til at havnivået steg, slik at strandavsetninger og elveavsetninger ble begravet av marine avsetninger

4.3.6.1 Marin grense

Begrepet marin grense definerer høyeste tidligere havnivå, og i Norge ligger den et sted mellom ca. 0 m (Jæren) og 220 m (Oslo) over dagens havnivå. [Figur 4.3.6.1—1](#) viser at mye av det som i dag er land rundt Trondheimsfjorden tidligere har vært dekket av hav. Strandforskyvningskurver viser at landet hevet seg raskest kort tid etter at isen hadde smeltet, noen steder så mye som 10 m pr. 100 år [111].



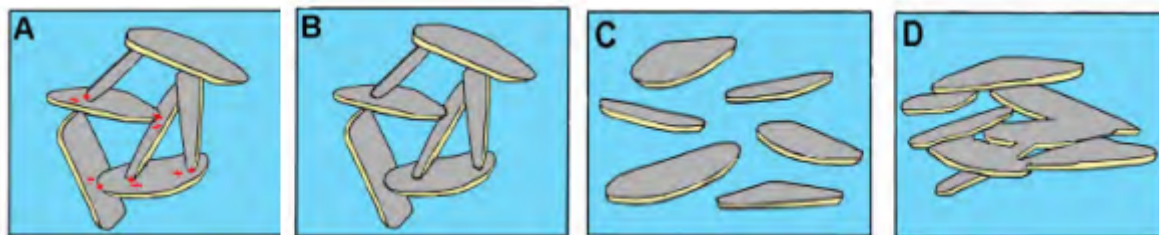
Figur 4.3.6.1—1 — Marin grense (MG) er illustrert med mørk blå linje. (kartdata hentet fra NGU og Kartverket).

Marin grense gir en god indikasjon på hvor marine avsetninger vil kunne forekomme ([figur 4.3.6.1—1](#)). Likevel finnes det tilfeller med marine avsetninger over kartlagt marin grense. Enkelte steder finnes det også marin leire som er eldre enn siste deglasiasjon, for eksempel på Jæren ligger en marin leire, avsatt under en interstadial (varm periode under siste istid), langt over kartlagt marin grense [\[119\]](#). Dette viser at det er usikkerheter knyttet til forekomst av hav- og fjordavsetninger og kartlagt marin grense.

4.3.6.2 Kvikkleire og sprøbruddmaterialer

Kvikkleire dannes der hav- og fjordavsetninger kommer i kontakt med ferskvann. Saltet i porevannet vaskes gradvis ut over tid og de elektrostatiske bindingene blir brutt ([figur 4.3.6.2—1](#)). Utvaskingen skjer ved vanngjennomstrømning, enten som regnvann, overflatevann (inkl. elvesystem) eller grunnvannstrøm [\[120\]](#) og [\[121\]](#). Dette er en langsom prosess og vil ta lengre tid desto tykkere avsetningen er, men permeable lag med god grunnvannsgjennomstrømning vil kunne gjøre prosessen raskere [\[120\]](#). Grunnvannet strømmer ofte i sprekkesystemet i berg eller i permeable sand- og gruslag under eller i leiren. Kvikkleire finnes også i grunne sjøområder, på grunn av utstrømning av grunnvann [\[120\]](#) og [\[121\]](#).

Når en naturlig kvikkleire belastes så mye at deformasjonen endres fra elastisk til plastisk, bryter den åpne leirstrukturen sammen og materialet mister mesteparten av sin styrke. Etter at bindingene mellom leirpartiklene er brutt, flyter leirpartiklene i sitt eget porevann og massene beveger seg som en tynn suppe. [Kapittel 5](#) dekker ulike typer bruddoppførsel i kvikkleire.



Figur 4.3.6.2—1 — Illustrasjon av korthusstruktur med A) ioniske bindinger som holder strukturen stabil, B) ustabil struktur uten ioniske bindinger C) kollapset korthusstruktur D) resedimentert materiale med tettere struktur (Modifisert etter Norske jordarter [110])

Folk flest assosierer kvikkleire med leire som blir flytende ved omrøring. Graden av hvor flytende leiren blir varierer, og det geotekniske fagmiljøet skiller derfor mellom sensitiv leire, sprøbruddmateriale og kvikkleire (jf. [Kapittel 3](#)). Ved omrøring av sensitiv leire brytes de elektrostatiske bindingene i materialet ([figur 4.3.6.2—1](#)) og den udrenerte skjærfastheten blir redusert. Sprøbruddmaterialer mister brått størsteparten av sin fasthet ved pålastning utover maksimal fasthet (se [kapittel 5](#) og [figur 5.4.2—2](#)). Kvikkleire er den mest ekstreme typen av sprøbruddmateriale.

De fleste store leirskredene i Norge er knyttet til sprøbruddmaterialer, der massene ofte avsettes i stor avstand fra løснеområdet. Mange kvikkleireskred har funnet sted i Midt- og Sørøst-Norge, der man finner tykke marine avsetninger ([figur 4.3.6.2—2](#)).



Figur 4.3.6.2—2 — Utraste masser i Kattmarka etter kvikkleireskredet i 2009. Foto: Statens vegvesen

Noen nyttige referanser for videre lesing:

- NVE veileder nr. 1/2019 [\[14\]](#) «Sikkerhet mot kvikkleireskred»
- NIFS rapport 46/2012 [\[121\]](#). «Detektering av kvikkleire fra ulike sonderingsmetoder»
- NIFS rapport 126/2015 [\[122\]](#). «Detektering av kvikkleire – Sluttrapport»
- NIFS rapporter 26/2013 og 27/2014 [\[123\]](#) og [\[124\]](#). Omhandler kartlegging i strandsoneområder
- Bjerrum [\[120\]](#), «Kvikkleireskred: et studium av årsaksforhold og forbygningsmuligheter»
- [Kapittel 2](#). Viser oversikt over kvikkleirekart

4.3.6.3 Byggtekniske egenskaper

Hav og fjordavsetninger har følgende byggtekniske egenskaper:

- er i noen tilfeller en ressurs for leirfyllinger [\[47\]](#), [\[109\]](#) og bygningsmaterialer

- er ofte telefarlige
- har ofte god grav- og spuntbarhet
- har lav permeabilitet

Mulige utfordringer ved hav- og fjordavsetninger

Hav- og fjordavsetninger vil kunne være maskert av andre jordarter, alt fra elveavsetninger til bunnmorener. Det er i hav- og fjordavsetninger man ofte støter på utfordringer ved geoteknisk prosjektering ved f.eks. setnings- eller stabilitetsvurderinger:

- Stabilitetsutfordringer oppstår hovedsakelig ved spenningsendringer forårsaket av anleggsaktiviteter og/eller naturlige prosesser slik som erosjon, endring i vannstand osv. (se mer i [kapittel 5](#)).
- Setningsutfordringer oppstår når hav- og fjordavsetninger gjennomgår økning i effektivspenning, og setninger utvikles over en viss tid. Setninger består av spenningsavhengig og tidsavhengige (kryp) deformasjoner (se mer i [kapittel 8](#)).

Prosjektering av lokalstabilitet gjøres iht. vegnormal [N200:2024, 1.4.2 \[1\]](#) og [kapittel 5](#) i denne veiledningen. For områdestabilitet med kvikkleire og jordarter med sprøbruddegenskaper henvises det til NVE veileder nr. 1/2019 [\[14\]](#).

4.3.7 Strandavsetninger

Alle høydenivåer mellom marin grense og dagens havnivå er bearbeidet i varierende grad av bølger og havstrømmer. Strandavsetninger er avsatt i brenningssonen, de er ofte godt rundet der leir og silt vanligvis er vasket bort. På grunn av variasjoner i havnivåendringer ble noen områder liggende lenge i brenningssonen, noe som førte til avsetning av utbredte strandvoller.

I andre perioder skjedde havnivåendringene så raskt at bølgene hadde lite tid til å bearbeide landskapet og her finnes få eller ingen strandavsetninger. I områder med mindre bølgeerosjon består strandavsetningene ofte av ensgradert/godt sortert sand, mens rullesteinstrender finnes i områder med høy bølgeenergi ([figur 4.3.7—1](#)). Strandavsetningene inneholder ofte skjellfragmenter.



Figur 4.3.7—1 — Strandavsetninger på Jomfruland. Foto: Heidi Kjennbakken, SVV

4.3.7.1 Byggtekniske egenskaper

Strandavsetninger har følgende byggtekniske egenskaper:

- er generelt sett ikke telefarlige, men underliggende avsetninger vil kunne ha andre egenskaper
- er ofte en god grusressurs

Mulige utfordringer med strandavsetninger

Under strandavsetningene ligger de opprinnelige avsetningene, og det er vanlig å finne marin leire under strandavsetninger ([figur 4.3.4—1](#)).

Strandavsetninger er i noen tilfeller vernet eller fredet.

4.3.8 Vindavsetninger

Vindavsetninger, også kalt eoliske avsetninger, utgjør en liten del av norske løsmasser. Flygesand er den vanligste av vindavsetningene og består for det meste av kornstørrelser fra fin til middels fast sand. I Norge finnes to hovedtyper flygesand: kystnære flygesandforekomster og innlandsdyner. Kystnære flygesandavsetninger finnes for eksempel på Solastranden i Rogaland, mens innlandsdyner finnes f.eks. på Romerike. Typisk for områder med flygesand er at de er åpne og at det er nærliggende eksponerte avsetninger med sand som lar seg transportere med vind [\[110\]](#). Vindavsetninger består for det meste av løst lagret ensgradert/godt sortert sand, eventuelt med noe silt.

4.3.8.1 Byggtekniske egenskaper

Vindavsetninger har følgende byggtekniske egenskaper:

- har høy permeabilitet
- er utsatt for utglidninger, grunnet lav friksjonsvinkel

— vil kunne være utsatt for flyteskred (se [kapittel 4.3.3.1](#))

Underliggende avsetninger vil kunne ha andre egenskaper.

4.3.9 Organiske jordarter

I oksygenfattige omgivelser med høy fuktighet brytes organisk materiale sakte ned og det samler seg opp organiske stoffer. Man finner som regel organiske jordarter der vann hopper seg opp, for eksempel over impermeabel berggrunn eller impermeable løsmasser, som marin leire eller bunnmorene. Organiske jordarter består av mer eller mindre omdannede plante- og dyrerester, dannet i oksygenfattige miljø.

Det finnes flere typer organiske jordarter, der torv er avsatt på land. En torvavsetning som er 30 cm eller mer kalles myr. Omdanningsgraden av torv bestemmes ut fra von Post skala som går fra fullstendig uomdannet- til fullstendig omdannet organisk materiale, se [kapittel 3](#) og NGF melding nr. 2 [\[68\]](#) for nærmere beskrivelse.

Gytje og dy er organisk materiale avsatt under vann, vanligvis med høyt vanninnhold og lav styrke. [Figur 4.3.9—1](#) viser en kjerne fra en myr som ligger under marin grense. På bunnen er avsetningen grå og minerogen (påvirket av den underliggende mineraljorda), noe som korresponderer til glasimarinert avsetningsmiljø. Overgangen mot brun organisk gytje representerer tidsrommet da vannmiljøet gikk fra marint til ferskvann. Vannet har med tiden grodd igjen til en myr.



Figur 4.3.9—1 — Kjerne tatt i en myr, topp er mot høyre med mørk brun organisk gytje, bunn av kjernen er mot venstre med grå glasimarine avsetninger og lite organisk materiale (Foto: Mari B. Nieuwenhuizen)

4.3.9.1 Byggtekniske egenskaper

Organisk materiale øker jordartens evne til å holde på vann. Jordarter med mye organisk materiale har ofte løs struktur. Kombinasjonen av disse to faktorene fører til at humusholdige jordarter har lav bæreevne og er utsatt for setninger (jf. [Kapittel 7](#) og [kapittel 8](#)). Selv små rester av humus under f.eks. en steinfylling vil kunne føre til setninger og utglidninger.

4.3.10 Skredavsetninger

Skredavsetninger er i noen tilfeller dannet av én enkelt prosess, for eksempel steinsprang, men som regel bidrar flere skredprosesser til oppbyggingen av avsetningen, for eksempel en kombinasjon av steinsprang/steinskred, snøskred og/eller flomskred. Skredavsetningene kjennetegnes ofte i landskapet som vifte- eller kjegleformasjoner. I de fleste tilfeller er det vanskelig å peke på en enkelt

utløsningsmekanisme, men mange skred løses ut naturlig, på grunn av kombinasjonen vær, topografi og labile masser. Andre skred løses ut av menneskelig utbyggingsaktivitet.

Uravsetninger

En uravsetning stammer fra ulike typer skred fra berg, med stein og blokk i overflaten ([figur 4.3.10—1](#)). Det vil kunne forekomme skred og massebevegelse i uravsetninger. Nedenfor er noen punkter angående stabilitet i ur listet opp fra Statens vegvesen rapport nr. 2334 [\[125\]](#):

- Aktive uravsetninger kjennetegnes ved lysere partier i fjellveggen, ferske blokker i avsetningen, vegetasjonsfrie renner og skadet vegetasjon. Dersom avsetninger er godt vegetert (mosegrodd), indikerer dette en lav skredaktivitet på stedet.
- Graving i uravsetninger, enten som følge av elveerosjon, bølgeerosjon eller menneskelig aktivitet, vil kunne gjøre avsetningen ustabil. Inngrep, særlig i foten av ura, medvirker til at det opprettholdes en bratt og ustabil skråning med stadige skred eller nedfall som konsekvens.
- Sig i ur (og andre avsetninger) kjennetegnes ved at voksende trær har krum stamme.
- Uravsetninger vil kunne stå med bratt graveskråning, men stabiliteten påvirkes av underliggende lag, f.eks. leire.
- Varierende mengde finstoff i hulrommene påvirker stabiliteten, der høyt finstoffinnhold vil redusere permeabiliteten, noe som øker sannsynligheten for vannmetning i uravsetningen og økt fare for stabilitetsbrudd/skred.



Figur 4.3.10—1 — Bildet viser en skråning med uravsetninger bestående av store blokker langs Rallarvegen (Foto: Heidi Kjennbakken, SVV)

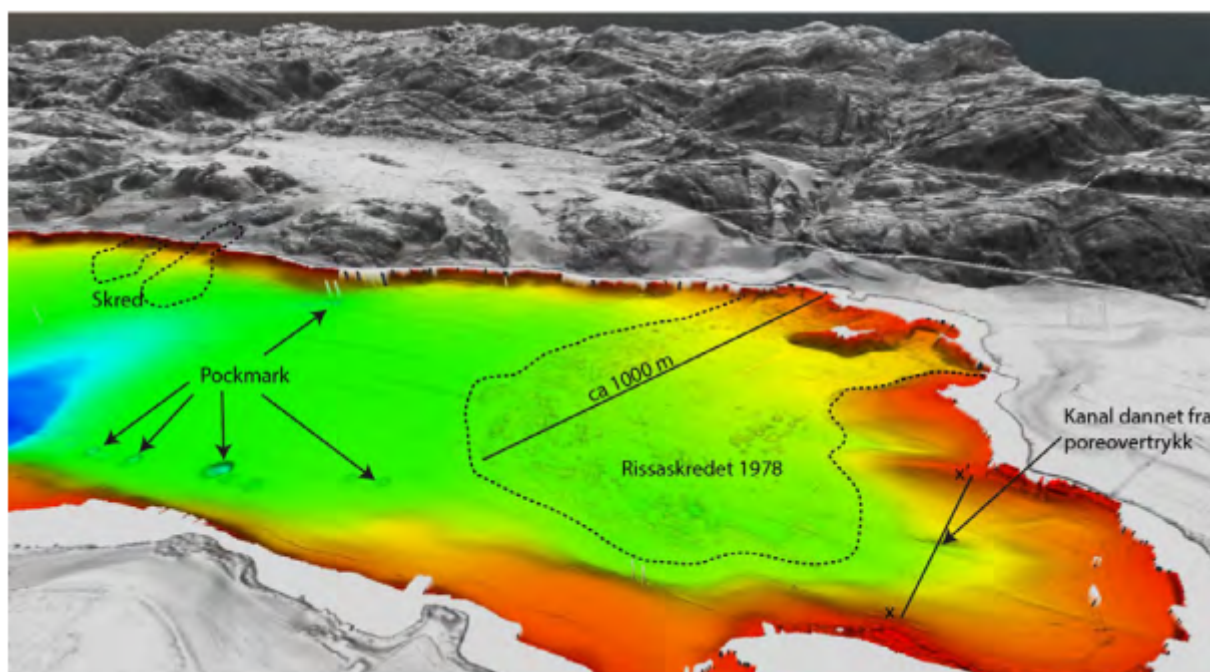
Undersjøiske skred

Undersjøiske skred er viktig å vurdere ved bygging i og ved strandsoneområder. Dette gjelder blant annet veg, kai og sjødeponi. Det har gått mange skred i og ved norske fjorder og innsjøer. Geologisk sett, var det spesielt hyppig skredfrekvens like etter isavsmeltingen, da landhevingen var størst, men det har også vært omfattende skredaktivitet de siste 8000 årene [\[116\]](#). Studier har vist at skredaktiviteten økte for ca. 4000 år siden [\[116\]](#) og [\[118\]](#). Økningen skjedde samtidig med overgangen mot et kjøligere klima

med mer nedbør i Norge, og de foreslåtte triggermekanismene for økt skredaktivitet er både jordskjelv og klimaendringer (økt nedbør) [116] og [118].

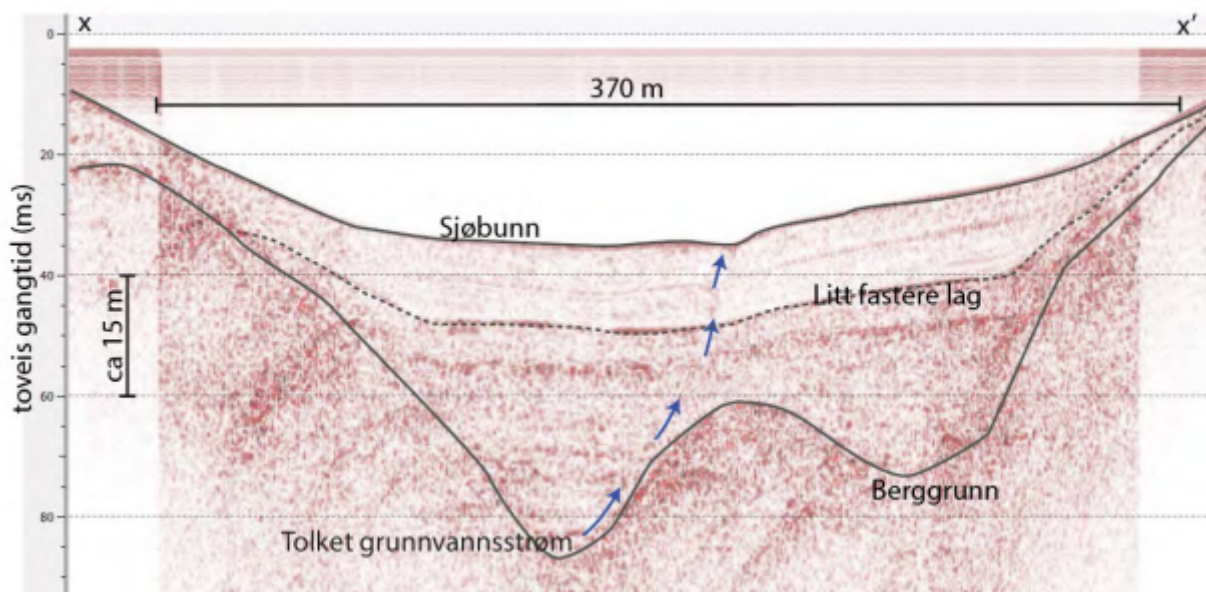
Det har forekommet mange skred i strandsonen i moderne tid. I tilfeller der havbunnen er kartlagt i etterkant av en slik skredhendelse, oppdager man ofte forhold på sjøbunnen som hadde vært viktige i stabilitetsvurderingen, se f.eks. NIFS rapport 26/2013 [123], NIFS rapport 26/2014 [124] og NGI rapport 20160646-01-R [126].

Figur 4.3.10—2 viser topografisk terrengmodell sammen med sjøbunnstopografi fra Botn i Sør-Trøndelag. Terreng og sjøbunnstopografi har 1 m oppløsning, noe som gjør at man ser tydelige tegn etter skred og pockmarks. Pockmarks er typisk sirkulære groper som oppstår fra fluidlekkasje. Nær kysten er de ofte dannet fra oppadrettet grunnvannsstrøm, og indikerer poreovertrykk [126] og [123]. Poreovertrykk er viktig å hensynta i beregning av skråningsstabilitet (jf. Kapittel 5). Det finnes tilfeller med sirkulære groper som er dannet på grunn av erosjon (fra for eksempel fisk og kreps) rundt blokker, noe som vil kunne forveksles med pockmarks [127].



Figur 4.3.10—2 — Spor på sjøbunnen etter Rissaskredet, andre mindre skred, pockmarks og kanaler i skråningen. Terrengdata i grått er fra hoydedata.no, sjøbunnsdata i farger er fra NGU [128].

I figur 4.3.10—3 vises seismikk som er fra skråningen i Botn, her krysses en kanal som oppstår i skråningen, og i profilet ser man at det er tegn på fluidlekkasje. Dette indikerer poreovertrykk, noe som ble bekreftet av dykkerinspeksjon. I strandkanten ble poreovertrykk også målt med poretrykksmålere [129]. Dette viser at kanaler i skråninger kan indikere poreovertrykk. Ved vurdering av stabilitet er poretrykket, også i sjø, en viktig faktor (se kapittel 5).



Figur 4.3.10—3 — Seismikk fra Botn, med tolkninger av berggrunn, fastere lag, sjøbunn og grunnvannstrøm. Seismikkdata er fra NGU [128].

Beskrivelse av grunnundersøkelser i strandsoneområder er gitt i [kapittel 2](#). For beskrivelse av ulike undersøkelsesmetoder se f.eks. R211Feltundersøkelser [44] og relevante NGF meldinger (ngf.no). Beskrivelse av stabilitetsvurderinger er gitt i [kapittel 5](#).

4.3.10.1 Byggtekniske egenskaper

Skredavsetninger har følgende byggtekniske egenskaper:

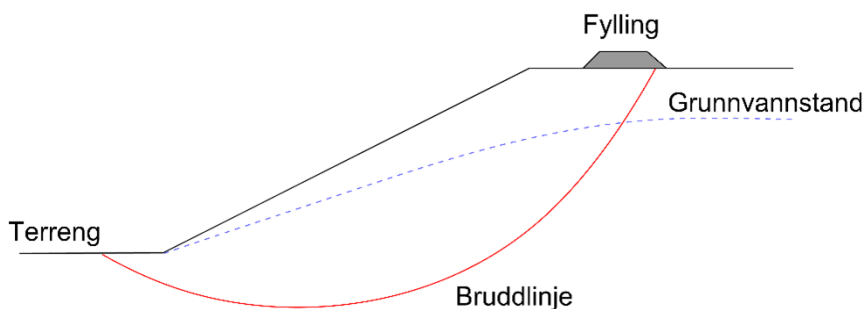
- Alle skredavsetninger vil fortsatt kunne være utsatt for ny skredaktivitet. Stabiliteten i selve skredavsetningen vil variere.
- Generelt sett er det ikke knyttet store byggtekniske utfordringer til selve avsetningen fra flomskred og jordskred. For sikringsarbeider i forbindelse med framtidige skredhendelser, se veiledning V138 Veger og snøskred [130] og veiledning V139 Flom – og sørpeskred [131] for sikringstiltak.
- Under skredavsetningen (ura) ligger de opprinnelige avsetningene, det vil derfor noen steder kunne være kvikkleire under en uravsetning. For prosjektering i områder med kvikkleire og jordarter med sprøbruddegenskaper henvises det til vegnormal N200:2024, 1.4.3 [1], [kapittel 5](#) i denne veiledningen og NVE veileder nr. 1/2019 [14].
- Borteknisk er det ofte utfordrende å grunnundersøke i ur på grunn av stangfriksjon
- Ved vegbygging nedenfor uravsetninger kreves det som regel sikringstiltak. Ur har ikke egenskapene til en sprengsteinsfylling. Ur egner seg dårlig til skjæring, spunting, peling osv. For nærmere beskrivelse av ur og sikring, henvises det til Statens vegvesen rapport nr. 2334 [125] og V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [47].
- På grunn av medrivning under skredhendelsen finnes det ofte organisk materiale i skredavsetninger, noe som vil kunne gi setninger.

5 Stabilitet

5.1 Innledning

Stabilitetsproblemer vil kunne oppstå i skjæringer, skråninger, ved støttemurer og under fyllinger og fundamenter. Dette kapitlet omhandler i hovedsak skråningsstabilitet (se [figur 5.1—1](#)). Stabilitet av fundamenter behandles i [kapittel 7](#), støttemurer i [kapittel 10](#) og byggegroper i [kapittel 11](#) i denne veiledningen.

Eurokode 7 –del 1 [\[3\]](#) krever at ved prosjektering skal tilstrekkelig sikkerhet mot grunnbrudd vurderes og dokumenteres. Det inkluderer at de nødvendige kriteriene til sikkerhet og ytelse i anleggsfasen og permanent situasjon oppnås.



Figur 5.1—1 — Eksempel på problemstilling innen skråningsstabilitet

Dette kapitlet omhandler i hovedsak grunnlag og dimensjoneringsparametere for stabilitetsvurderinger og valg av analysemetoder. Kapitlet omtaler også vanlige problemstillinger knyttet til stabilitet i vegbygging.

5.2 Grunnlag for stabilitetsvurderinger

For å gjøre en stabilitetsvurdering er det flere aspekter som inngår i forkant av selve beregningene, underveis og etter at resultatene foreligger. Under er en oppsummering av hovedtrekkene som anbefales å inngå i en helhetlig stabilitetsvurdering:

1) Kartstudium:

- a) Topografi
- b) Løsmasser og berg
- c) Kvikkleiresoner/kvikkleireområder
- d) Samle inn eksisterende grunnundersøkellesesdata

2) Befaring:

- a) Kartlegge berg i dagen
- b) Avdekke pågående erosjon langs elve-/bekkeløp og eventuelle ugunstige avrenningsforhold (f.eks. skogsbilveger, tette stikkrenner etc.)
- c) Avdekke tegn på deformasjoner og dårlig stabilitet (f.eks. sprekker i terrengoverflate og trær med utbøying (deformasjon) på nederste del av stammen.)
- d) Kontrollere at kartgrunnlaget/terrengmodellen stemmer overens med dagens situasjon. Dvs. undersøke at bygninger og infrastruktur er med i kartgrunnlaget/terrengmodellen, samt eventuelle tidligere utglidninger som påvirker topografien etc.

- 3) **Grunnundersøkelser:**
- a) Bestemmelse av lagdeling
 - b) Fastsetting av materialegenskaper
 - c) Bestemmelse av grunnvannstand og poretrykk
- 4) **Geometrien** innhentes enten fra terrengmodell, eller fra innmålte profiler i terrenget slik at den er representativ. Kontrollere at terrengmodellen/profiler stemmer overens med dagens situasjon (dvs. er kotehøyder riktige, er topp og bunn av skråning med i modellen, er sjø- eller elvebunn innmål etc.) **Advarsel:** Det anbefales at 3D-effekter brukes med forsiktighet!
- 5) Innhente informasjon om **spenningsendringene** utbyggingen påfører grunnen, både i anleggsfasen og når utbyggingen er ferdig.
- 6) **Beregningsmetode og -program** velges basert på jordart og belastningssituasjon.
- 7) **Kritisk(e) beregningsprofil(er)** velges ut ifra topografi, grunnforhold og lastsituasjon.
- 8) **Krav til partialfaktor** bestemmes ut fra *bruddmekanisme* og *konsekvensklasse* (se [N200:2024, Tabell 1.4.2—1](#) og [N200:2024, Tabell 1.4.2—2 \[1\]](#)).
- 9) **Lokalstabiliteten** skal i henhold til vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.2—1 \[1\]](#) alltid vurderes og dokumenteres. **Områdestabiliteten** vurderes og dokumenteres i tillegg, der hvor det er kvikkleire (sprøbruddmateriale), jf. [Kapittel 5.4.2](#).
- 10) Stabiliteten vurderes med **terreng- og trafikklast** iht. vegnormal [N200:2024, 1.4.5 \[1\]](#). Beregninger utføres med mest kritisk plassering av laster som vil kunne forekomme i anleggsfasen og i den permanente situasjonen. Midlertidige laster som virker stabiliserende tas ikke med i beregningene. Dette for å sikre at den mest kritiske situasjonen er dekket.
- 11) Stabilitetsvurderinger utføres også for skråning med mest kritisk plassering av **anleggsveger** med tilhørende trafikklast.
- 12) **Partialfaktoren beregnes** for kritisk skjærflate (både sirkulære og sammensatte skjærflater).
- 13) Dersom den beregnede partialfaktoren er lavere enn krav gitt i [N200:2024, Tabell 1.4.2—1](#) og [N200:2024, Tabell 1.4.2—2 \[1\]](#), vil det være behov for stabiliserende tiltak (se [kapittel 5.8](#) og veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#)).
- 14) Den prosjekterende skal iht. Eurokode 7 –del 1 [\[3\]](#) angi nødvendige kontrolltiltak for anleggsperioden slik at sikkerheten ivaretas. For restriksjoner på skråningshelning, rekkefølgehensyn, motfyllingsnivå under oppfylling o.l. anbefales det å utarbeide **grave- og fyllingsplaner** og **alarmgrenser** for poretrykks- og deformasjonsmålinger. Om overvåkning ønskes utført av entreprenøren innarbeides dette i kontraktsgrunnlaget. Øvrig oppfølging og kontroll tas inn i kontrollplanen.
- 15) Behov for **kontroll i anleggsfasen (utførelseskontroll)** avhenger av *geoteknisk kategori* og *pålitelighetsklasse* (se [N200:2024, Tabell 1.2.2—1 \[1\]](#)). Anleggsoppfølging utføres av kontrollingeniør eller geotekniker der det er behov (behovet spesifiseres i geoteknisk rapport/dokumentasjon av prosjekteringen). I anleggsoppfølgingen er det svært viktig å:
- a) Ha god kommunikasjon med byggeleder. Informere om viktigheten ved grave- og fyllingsplaner, poretrykksmålinger og alarmgrenser. Informere om farene ved et eventuelt brudd og hvordan dette er mulig å unngå. Det er viktig at denne informasjonen blir videreformidlet til maskinførerne.
 - b) Følge opp at forutsetningene for stabilitetsvurderingene ikke endres i anleggsfasen. Det anbefales å utføre jevnlige befaringer på anlegget for raskt å avdekke eventuelle avvik og faremomenter. Nye stabilitetsvurderinger utføres dersom forutsetningene endres.

5.3 Analysemetoder

Valg av analysemetode for vurdering av stabiliteten er sterkt betinget av jordartstypen, lagdeling, grensebetingelser, belastningssituasjonen, og varigheten av situasjonen. Bruddsituasjoner vil kunne oppstå både ved drenert og udrenert påvirkning. Pålasting, avlasting i form av endret geometri, eller endringer i vannstand (elv, sjø eller grunnvann) vil kunne føre til brudd.

De ulike analysemetodene deles inn i total- og effektivspenningsanalyser.

Totalspenningsanalyser benyttes for impermeable jordarter, som for eksempel leire og leirig silt, med udrenert oppførsel. Totalspenningsanalyser benevnes i annen litteratur også som *udrenerte analyser* og *c_u -analyser*.

Effektivspenningsanalyser benyttes for permeable jordarter, og vil også kunne benyttes for vurdering av stasjonær (permanent) tilstand for impermeable jordarter, der spenningsendringene (pga. lastendring) er ferdig konsolidert. Effektivspenningsanalyser benevnes i annen litteratur også som *drenerte analyser*, *$a\phi$ -analyser* og *$c\phi$ -analyser*.

Udrenert materialoppførsel

I masser med lav permeabilitet, vil pålasting eller avlasting kunne skape et poreover- eller undertrykk. Dette omtales som **udrenert materialoppførsel**. Lastendringer på leire gir som oftest udrenerte forhold, og totalspenningsanalyse benyttes.

Drenert materialoppførsel

I det motsatte tilfellet der pålasting eller avlasting ikke skaper poreover- eller undertrykk, fordi permeabiliteten i massene er høy, kalles dette **drenert materialoppførsel**. I slike tilfeller vil poretrykket som følge av belastningen utjevne seg pga. den høye permeabiliteten. Sand, grus og stein regnes som drenerende masser og stabiliteten i disse materialene vurderes ved effektivspenningsanalyse. Ved raskere pålasting anbefales det å utføre både drenert og udrenert analyse og dimensjonere etter det mest konservative resultatet, dersom man ikke bruker en mer avansert analysemetode.

Naturlige skråninger

Naturlige skråninger som ikke opplever spenningsendringer som følge av pålasting eller avlasting, vil kunne betraktes som drenerte selv om massene i utgangspunktet har en udrenert materialoppførsel.

Tørrskorpe

Tørrskorpe betraktes ofte som et åpent materiale på grunn av sprekkesystemet den vanligvis innehar, og legges derfor oftest inn i beregningsmodellene som drenert materiale.

Silt

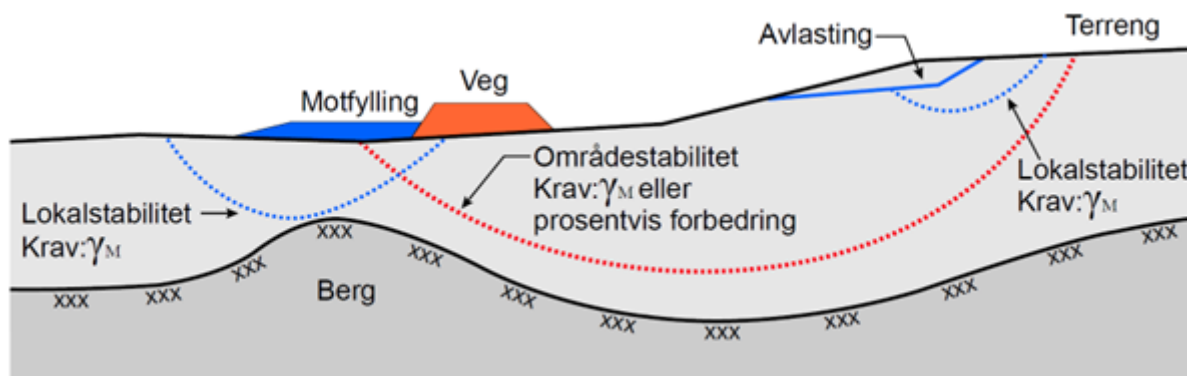
Mellomjordarten silt vil kunne ha både udrenert og drenert materialoppførsel avhengig av hvor stor andel leire som finnes i massene.

Det er vanskelig å forutsi hvordan silt vil oppføre seg ved pålasting eller avlasting da pålastings-/avlastingsraten, grensebetingelser og leirinnhold vil ha innvirkning på oppførselen til materialet. Det anbefales derfor å utføre både total- og effektivspenningsanalyser, og legge det mest konservative resultatet fra beregninger til grunn i prosjekteringen. Baserer prosjekteringen seg på effektivspenningsanalyser, anbefales det streng kontroll av poretrykket i anleggsfasen for å unngå at det oppstår en udrenert situasjon.

5.4 Lokal- og områdestabilitet

Definisjon av lokal- og områdestabilitet i det norske fagmiljøet finnes i vegnormal [N200:2024, 1.4.2](#) og [N200:2024, 1.4.3 \[1\]](#). Lokal- og områdestabilitet i forbindelse med vegprosjekter vil kunne betraktes som følger:

- Alle skjærflater som involverer veg eller andre tiltak i forbindelse med vegbyggingen betraktes som lokale.
- Dersom skjærflatene blir svært lange og går vesentlig utenfor vegen, betraktes dette som områdestabilitet. Dette gjelder når vegen stabiliserer skråningen, eller lastendringen ikke forverrer stabiliteten ([figur 5.4—1](#)).



Figur 5.4—1 — Illustrasjon av lokal- (blå) og områdestabilitet (rød)

I det etterfølgende utdypes begrepene og hvordan sikkerhetsnivået for stabilitetsvurderingene velges.

5.4.1 Lokalstabilitet

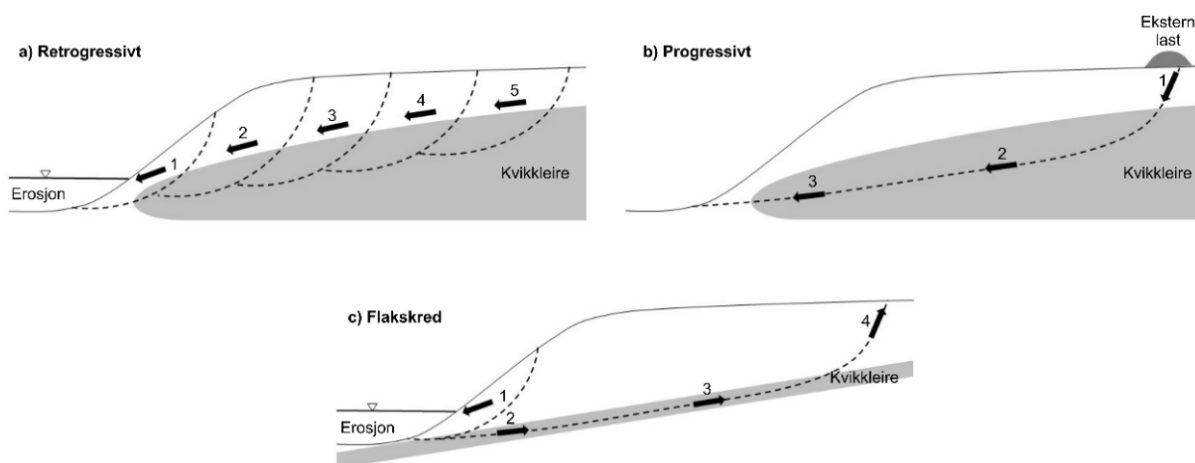
Lokalstabiliteten for et tiltak skal, iht. Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#), alltid vurderes og dokumenteres. For lokalstabilitet er det krav til absolutte partialfaktorer gitt i vegnormal [N200:2024, Tabell 1.4.2—1](#) og [N200:2024, Tabell 1.4.2—2 \[1\]](#). Skjærflater som involverer vegbanen, eller andre tiltak og konstruksjoner i tilknytning til denne, betraktes som lokale skjærflater i tråd med [figur 5.4—1](#). For eksempel:

- grunnbrudd under fylling eller fundament
- utglidning som følge av utgraving
- utglidning i naturlige skråninger (som følge av erosjon, poretrykksendring eller grunnvannsstrømning)

Lokale grunnbrudd vil kunne skje i alle typer løsmasser. Brudd vil kunne oppstå på grunn av lokale spenningsendringer i løsmassene som følge av utbyggingen. Ved vurdering av lokalstabilitet plasseres tiltaket i *konsekvensklasse for vegbygging* etter anbefalinger gitt i [kapittel 1](#) i denne veiledningen.

5.4.2 Områdestabilitet

Områdestabilitet håndteres etter byggteknisk forskrift TEK17 [\[132\]](#) og NVE veileder nr. 1/2019 [\[14\]](#). Tilstrekkelig sikkerhet for områdestabilitet undersøkes og dokumenteres i prosjekter der det finnes kvikkleire (sprøbruddmateriale). Grunnbrudd i kvikkleire (sprøbruddmateriale) vil kunne forplante seg over store områder både fremover og bakover (dvs. skjærflatene vil kunne bli svært lange (se [figur 5.4.2—1](#))). Dette defineres som områdestabilitet jf. vegnormal [N200:2024, 1.4.3 \[1\]](#).



Figur 5.4.2—1 — a) Retrogressivt skred b) Fremovergripende flakskred (progressivt) c) Bakovergripende flakskred (progressivt). Modifisert fra Helle et al. [133].

Bakovergripende skred omtales ofte som retrogressive, eller skalkskred. Figur 5.4.2—1 a) viser et retrogressivt skred der initialscredet (1) flyter ut av området. Dette medfører at skaller løsner (2-5) og skredgropen forplanter seg innover i terrenget.

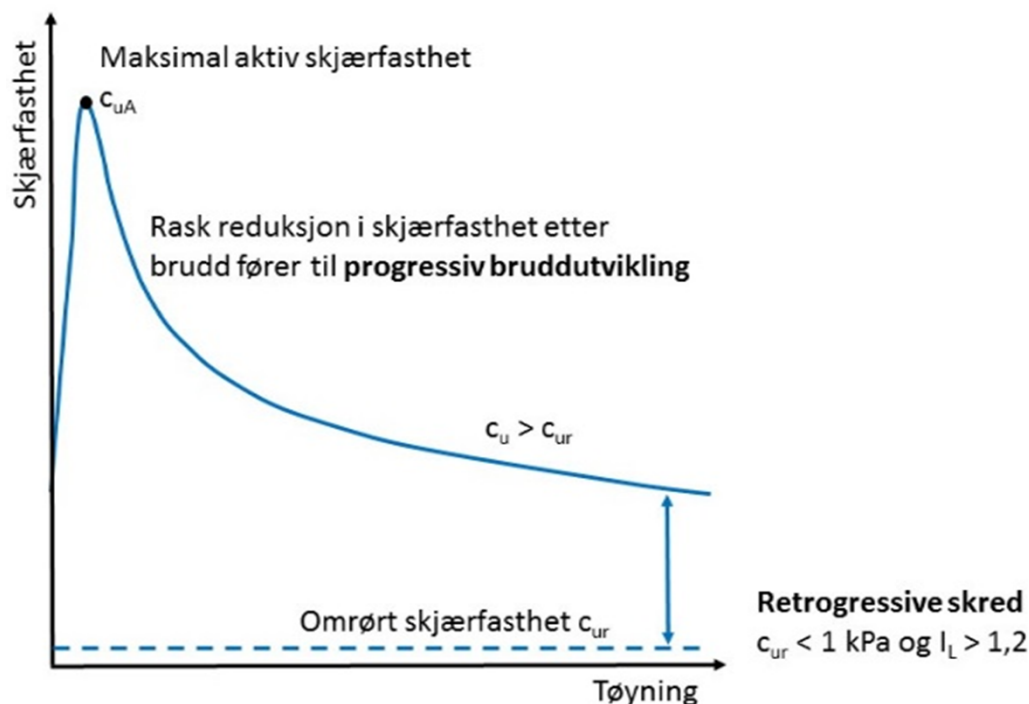
Progressive skred benyttes om flakskred der skredet sprer seg bakover langs et tynt kvikkleirelag, eller fremover i en kvikkleireavsetning som følge av grunnbrudd utløst av lokale tiltak (f.eks. fyllinger). Figur 5.4.2—1b) viser et fremovergripende flakskred med progressiv bruddutvikling der skjærflaten forplanter seg fra f.eks. en fylling (1) og gjennom kvikkleirelaget (2-3).

Figur 5.4.2—1c) viser et bakovergripende flakskred med progressiv utvikling der initialscredet (1) fører til at en skjærflate forplanter seg langs et tynt kvikkleirelag.

Se NVE veileder nr. 1/2019 [14] for utfyllende beskrivelse av skredtypene. De flytende skredmassene vil kunne strømme utover store arealer.

Sprøbruddmaterialer og progressiv bruddutvikling

Sprøbruddmaterialer defineres som leire og silt med markant sprøbruddoppførsel, dvs. reduksjon i fasthet ved tøyninger større enn bruddtøyning ved maksimal skjærfasthet (figur 5.4.2—2). Det er dette som fører til den progressive bruddutviklingen. Per i dag finnes det ingen klar definisjon for hvilke materialparametere som indikerer fare for progressive brudd, foruten at skjærfastheten reduseres raskt etter brudd (sprøbrudd). For å ta høyde for denne raske reduksjonen i skjærfasthet etter brudd, undersøkes områdestabilitet i områder med leire og silt som har omrørt skjærfasthet (c_{ur}) lavere enn 2 kPa. Disse materialene har ofte denne sprøbruddsoppførselen jf. NVE veileder nr.1/2019 [14]. OBS: Det foreligger to ulike standarder for konusforsøk. Se nærmere omtale i kapittel 3 eller i kapittel 8 i NVE veileder nr.1/2019 [14].



Figur 5.4.2—2 — Maksimal aktiv skjærfasthet (c_{uA}) opptrer ved lave bruddtøyninger. Modifisert fra Helle et al. [133].

Maksimal aktiv skjærfasthet (c_{uA}) opptrer ved lave bruddtøyninger. Skjærfastheten reduseres raskt dersom tøyningene overstiger bruddtøyningen. Dette vil kunne føre til progressiv bruddutvikling. Skjærfastheten etter den første raske fasthetsreduksjonen er større enn omrørt skjærfasthet (c_{ur}). Omrørt skjærfasthet nås ved svært store tøyninger.

Bakovergripende skred (retrogressive skred) vil kunne forplante seg over 100 m innover i skråningen dersom materialet har $c_{ur} < 1$ kPa eller flyteindeks (IL) $> 1,2$ jf. Leroueil et al. [15] [134] og Thakur et al. [135]. Leire med disse egenskapene blir tilnærmet flytende ved omrøring og vil dermed flyte bort fra løsneområdet. I verste fall vil et skred kunne forplante seg flere hundre meter fra initialskredet. For eksempel forplantet Rissaskredet (1978) seg hele 1,5 km innover i dalen jf. Gregersen [136].

I prosjekter der grunnundersøkelsene indikerer eller påviser kvikkleire (sprøbruddmateriale), kartlegges og utredes faresonen iht. NVE veileder nr. 1/2019 [14].

Undersøkelser i forbindelse med områdestabilitet

Ved vurdering av områdestabilitet befares området utenfor planlagt veglinje for å kartlegge mulige pågående deformasjoner av terrenget og erosjon i bekker og elver. Eventuelle utløsende faktorer stanses før utbyggingen starter. Det kan også være behov for å utføre grunnundersøkelser utenfor selve utbyggingsområdet under *marin grense* (MG), og da særlig innenfor områder der det er stor sannsynlighet for å påtreffe kvikkleire (sprøbruddmateriale), se [kapittel 4](#), NGU [137] og NVE [138] for marin grense.

Det bemerkes at marin grense stedvis har noe usikkerhet og at dekningen vil kunne variere. Erfaringer viser at det er påtruffet kvikkleire (sprøbruddmateriale) også over angitt marin grense i NGUs løsmassekart. Usikkerhetene i marin grense vil dog sjelden overstige 10 m i høyde jf. NGU [137].

Kvartærgeologiske kart (løsmassekart) fra NGU [137] benyttes for å få en oversikt over marin grense og områder hvor det eventuelt er sannsynlig at man vil kunne påtreffe kvikkleire (sprøbruddmateriale). Kvikkleire (sprøbruddmateriale) finnes i løsmassetypen «hav- og fjordavsetninger», men vil også kunne finnes under andre løsmassetyper, som for eksempel «marin strandavsetning», «morene», «elveavsetninger» o.l. (se [kapittel 4](#)).

Eksisterende grunnundersøkellesdata og informasjon om NVEs kvikkleiresoner og Statens vegvesens kvikkleireområder hentes fra:

- NVEs kart [138] (<https://atlas.nve.no>) over kvikkleiresoner og marin grense. I denne kartløsningen ligger også Statens vegvesens kvikkleireområder inne.
- Statens vegvesens Rapportweb [139] (vegvesen.no)
- Grunnundersøkellesdatabasen (GUDB)
- Nasjonal Database for Grunnundersøkelser (NADAG) [137] (www.ngu.no)

GUDB og Rapportweb er data- og dokumenthåndteringssystemer som brukes i Statens vegvesen. Historiske data fra GUDB og Rapportweb er publisert og nye data publiseres fortløpende for offentligheten gjennom NADAG.

Kartlegging av kvikkleiresoner

Områder med kvikkleire (eller sprøbruddmateriale) i grunnen skal utredes iht. prosedyren i NVE veileder nr. 1/2019 [14]. Veilederen angir også at dersom beliggenhet av kvikkleire og terrenghelning tilsier at det er fare for områdeskred, så kreves det at aktuell skredmekanisme vurderes, løsne- og utløpsområder avgrenses, faresoner klassifiseres og tilfredsstillende sikkerhet dokumenteres.

Alle nye og reviderte faresoner meldes inn via NVEs digitale innmeldingsløsning i Altinn via skjema «NVE-0037 Innmelding av kvikkleiresoner» (skjema finnes på www.altinn.no).

NVE veileder nr. 1/2019 [14] angir at følgende rapporteres inn til NVE:

- løsne- og utløpsområder (som polygon i Shape-fil eller opptegning direkte i innmeldingsløsning)
- rapport med fullstendig soneutredning i pdf-format
- datarapporter fra grunnundersøkelser
- rapport fra uavhengig kvalitetssikring for de tiltakskategoriene/faregradene dette er anbefalt

Tiltakskategorier for veg

Ved områdestabilitet velges sikkerhetsnivå basert på tiltakskategorier iht. NVE veileder nr. 1/2019 [14]. For valg av tiltakskategorier for veg og for gang- og sykkelveger, vises det til [kapittel 1](#). Kontrollomfang for vegprosjekter skal være iht. vegnormal [N200:2024, 1.2 \[1\]](#).

5.5 Valg av geometri og inngangsparametere

Forutsetningene som legges til grunn i beregningene har stor betydning for de resultatene beregningene gir. For å oppnå pålitelige stabilitetsanalyser kartlegges grunnforholdene. I tillegg innhentes informasjon om påførte og planlagte lastendringer.

De mest ugunstige terrengprofilene vurderes, samt omkringliggende areal som vil kunne komme til å bli inkludert i et eventuelt skred. Kartlegging av grunnforholdene (grunnundersøkelser) utføres derfor i hele området som vurderes. Dette er viktig for å få en oversikt over utbredelsen av enkelte lag, variasjoner i skjærfasthet o.l. Grunnundersøkelser utføres som et minimum i, eller i nærheten av, det mest ugunstige terrengprofilen. Det anbefales å utføre sonderinger, in situ tester og prøvetaking, samt å måle grunnvannstand og poretrykk i strategiske borpunkter i toppen og bunnen av skråningen. Se [tabell 5.5.3 –1](#) for oversikt over materialparametere som benyttes i total- og effektivspenningsanalyser. De ulike grunnundersøkelsene vil da ved sammenstilling gi et godt grunnlag for bestemmelse av:

- materialeegenskaper
- bruddoppførsel
- lagdeling (dybde og utstrekning)
- hydrogeologi (poretrykk, grunnvannstand, strømning)

- sprekker

5.5.1 Geometri

Iht. Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) regnes geometriske data som:

- nivå og helning på terrengoverflate
- grunnvannsnivå og vannstandsnivå på fri vannoverflate
- laggrenser
- utgravingsnivå
- dimensjoner på geotekniske konstruksjoner

Det påses at terrengmodellen representerer dagens situasjon, og inkluderer hele området som vurderes. Variasjoner i terrenget vurderes slik at beregningsprofilen velges konservativt, dvs. at den mest ugunstige geometrien velges med tanke på skråningshøyde, helning, lagdeling og skjærfasthet. Terrengprofil vil kunne hentes fra terrengmodeller med datagrunnlag av høy oppløsning; helst med oppløsning 0,5 m (eller bedre) målt med laser, dersom dette er tilgjengelig.

Eventuelle tidligere utglidninger koordinatfestes ved målinger. I tillegg anbefales det å inkludere alle inngrep/tiltak i terrenget i terrengmodellen.

Elve- eller bekkebunn oppmåles for å kartlegge djupålen (dypeste renne) i elven eller bekken, og ev. lokale fordypninger. Sjøbunn kartlegges iht. vegnormal [N200:2024, 1.4.1 \[1\]](#) til og forbi marbakken (bratt skråning i sjøbunnen utenfor strandlinjen).

Tredimensjonale effekter (3D-effekter)

Det regnes vanligvis todimensjonalt (2D). Det antas dermed at skjærflaten har uendelig utstrekning inn i planet. Et skred vil normalt ha en konkav skjærflate hvor dybden til skjærflaten avtar mot sidene. Sidefriksjon (skjærkrefter) langs den konkave skjærflaten mot sidene medregnes ikke i 2D-beregninger.

Bruk av 3D-beregninger vurderes i hvert enkelt tilfelle, avhengig av topografiske forhold (geometri, lagdeling, dybde til berg o.l.) og variasjon i materialparametere. 3D-effekter oppstår typisk når tilstøtende terreng har vesentlig bedre stabilitet enn det profilet som beregnes. Dersom 3D-effekter benyttes, dokumenteres begrunnelsen for dette som en del av beregningsforutsetningene i geoteknisk rapport/notat. Det anbefales også å inkludere informasjon om hvordan 3D-effekter er inkludert i beregningsmodellen.

Iht. Duncan, Wright og Brandon [\[140\]](#) er inkludering av 3D-effekter mest hensiktsmessig når:

- skjærfastheten fra et skred tilbakeregnes
- skråningsgeometrien og/eller lagdelingen vil gi betydelige 3D-effekter (forverre/forbedre stabiliteten)
- skråningsgeometrien varierer slik at et 2D-profil ikke er representativt

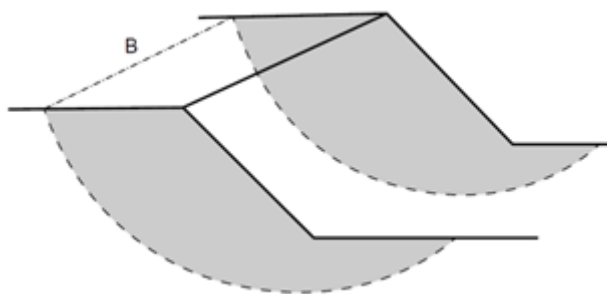
Det anbefales at 3D-effekter benyttes med forsiktighet. Særlig for følgende tilfeller:

- områdestabilitet (sprøbruddmateriale)
- friksjonsjord
- grunne skjærflater
- der en har langvarige høyfrekvente, dynamiske laster (komprimering med vibrovals, dyppkomprimering, vibrasjoner fra maskiner o.l.) plassert ovenfor skråningen

Dersom bredden på skråningen er stor i forhold til dybden ned til kritisk skjærflate, vil sidefriksjonen ha liten innvirkning på beregningsresultatene jf. Jostad og Lacasse [\[141\]](#). I disse tilfellene har det ingen hensikt å inkludere 3D-effekter. Jo smalere skredet er, desto større innvirkning vil sidefriksjonen ha. Det

vil kunne være hensiktsmessig å inkludere 3D-effekter i beregninger av for eksempel seksjonsvis utgraving og tilbakefylling med forholdsvis korte lengdesnitt.

Det er i dag mulig å inkludere 3D-effekter i de fleste beregningsprogrammer basert på grenselikevektsmetoden (LEM) og endelig elementmetode (FEM). I todimensjonale LEM-analyser inkluderes 3D-effekter som forholdet mellom arealet av sideflatene over bredden på utglidningen (B i [figur 5.5.1—1](#)). Dersom 3D-effekter inkluderes i beregningene, blir det satt på sidefriksjon langs hele snittflatene på begge sider av utglidningen. Dette er ikke realistisk pga. den konkave formen på skjærflaten, og vil dermed gi en «falsk» høyere partialfaktor. I ytterste konsekvens vil dette kunne føre til at behovet for nødvendige stabiliseringstiltak underdimensjoneres.



Figur 5.5.1—1 — Forenklet prinsipp for inkludering av 3D-effekter i beregningsprogrammer ved å sette på sidefriksjon på sideflater

Sidefriksjonens innvirkning på partialfaktoren reduseres ved å øke bredden på utglidningen i beregningene. Som en tommelfingerregel anbefales det at det i beregninger benyttes minimum dobbelt så stor bredde som det man regner med den reelle utglidningen vil ha ($2 \cdot B$). Dette medfører at sidefriksjonen reduseres til ca. 50 % jf. Vik [\[142\]](#).

Der det er store variasjoner i topografien og materialparameterne i skråningen, egner 3D FEM-analyser seg bedre når man ønsker å inkludere 3D-effekter i stabilitetsberegningene.

Det vises til de ulike programmenes brukermanualer for nærmere beskrivelse av hvordan man legger inn 3D-effekter i beregningsmodeller.

5.5.2 Laster

Trafikklaster

Det henvises til vegnormal [N200:2024, 1.4.5 \[1\]](#) for valg av trafikklaster for alle midlertidige og permanente veger og andre arealer som trafikkeres. Det vises også til vegnormal [N400:2025 \[9\]](#) for laster på bruer og andre konstruksjoner. For trafikklaster på jernbane henvises det til Bane NORs generelle tekniske krav for underbygning jf. Bane Nor [\[143\]](#).

Anleggstrafikk

Det gjøres en konkret vurdering av trafikklaster ut fra forventet størrelse på maskinene som forventes å trafikkere anleggsveger og anleggsområdet utenfor anleggsvegen. Det anbefales at eventuelle begrensninger i valgt lastnivå for anleggsvegen/-området følges opp med kontroll dersom trafikklaster har stor innvirkning på den beregningsmessige sikkerheten.

Terrenglaster

Det anbefales å inkludere terrenglaster (fra jordbruksmaskiner) på jordbruksarealer dersom dette medfører en mer konservativ stabilitetsvurdering. Det understrekes at terrenglaster kun påføres med faktisk utstrekning i mest ugunstige plassering (f.eks. topp av skråning), og ikke langs hele geometrien. Dvs. at utstrekningen av lasten vurderes ut ifra hva slags type last som er aktuell for problemstillingen.

Snølast medregnes vanligvis ikke.

Seismisk påvirkning

Krav til vurdering av seismisk påvirkning (jordskjelv) er gitt i vegnormal [N400:2025, 6.2.6 \[9\]](#) for bruer og andre konstruksjoner og i vegnormal [N200:2024, 1.4.6 \[1\]](#) for veg mellom konstruksjoner. Seismisk påvirkning på skråningsstabilitet er nærmere omtalt i [kapittel 16](#).

5.5.3 Grunnforhold

De ulike lagene og dybder til berg legges inn i beregningsmodellen med tilhørende materialparametere og poretrykksfordeling. I størst mulig grad benyttes målte og tolkede verdier ved alle stabilitetsberegninger.

Det anbefales å sammenstille målte verdier fra laboratorieforsøk med empiriske tolkningsmetoder fra CPTU sonderinger etc. I tillegg anbefales det å sammenligne med erfaringsverdier som for eksempel SHANSEP, se Ladd & Foott [\[77\]](#). Dette presenteres i et samleplott for å kunne gjøre en helthetsvurdering av resultatene, se [kapittel 3](#). Effekten av varierende parametere og forutsetninger vil kunne undersøkes ved å utføre flere stabilitetsberegninger med forskjellige inngangsdata (betegnes ofte parameter- eller sensitivitetsstudie).

For valg av karakteristisk skjærfasthet henvises det til [kapittel 3](#) og dette er også videre omtalt i NIFS rapport nr. 77/2014 [\[54\]](#). Skjærfasthetsprofilene tilstrebes å gjenspeile de faktiske grunnforholdene i beregningsprofilen. Dette er særdeles viktig der det ikke er homogene forhold. Det vil derfor ofte være behov for å angi flere forskjellige skjærfasthetsprofiler langs et beregningsprofil, og det vil da være viktig for brukeren å sette seg inn i hvordan beregningsprogrammet interpolerer parameterne mellom de angitte skjærfasthetsprofilene. Se nærmere omtale i [kapittel 5.6.3](#).

Følgende anbefales å inngå i vurderingen når man velger beregningsprofiler:

- topografi
- avstand fra grunnundersøkelsene til beregningsprofil
- tidligere terrengnivå i området (overkonsolidering) (se [kapittel 3](#) og Karlsrud [\[144\]](#))
- effektivspenningsnivå/poretrykk
- variasjon i grunnforhold i området
- kvartærgeologi og avsetningshistorikk

Typen parametere som benyttes i beregningene avhenger av programvare og analysemetode som benyttes.

[Tabell 5.5.3—1](#) gir en oversikt over anbefalte parametere for de ulike analysemetodene og hvilke tester/forsøk de bestemmes ut ifra. Hvordan de ulike parameterne bestemmes er beskrevet i [kapittel 3](#).

Tabell 5.5.3—1 — Oversikt over parametere som benyttes i total- og effektivspenningsanalyser

Metode	Parameter	In-situ test	Laboratorieforsøk	Empiri
Totalspenningsanalyse	c_{uA}	CPTU Vingebor	Aktive udrenerte treaksialforsøk	SHANSEP [77] (kap. Kapittel 3)
	c_{uD}		Konus Enaksialforsøk	
	ADP-forhold*		Aktive og passive udrenerte treaksialforsøk Direkte skjærboks	NIFS-rapport nr. 14/2014 [145] (kap. Kapittel 3)
	u	Poretrykksmåler Grunnvannstandsmåler		
	γ		Densitetsmåling	
	OCR**		Ødometer	
Effektivspenningsanalyse	ϕ a	CPTU	Aktive udrenerte eller drenerte skjærforsøk	
	u	Poretrykksmåler Grunnvannstandsmåler		
	γ		Densitetsmåling	

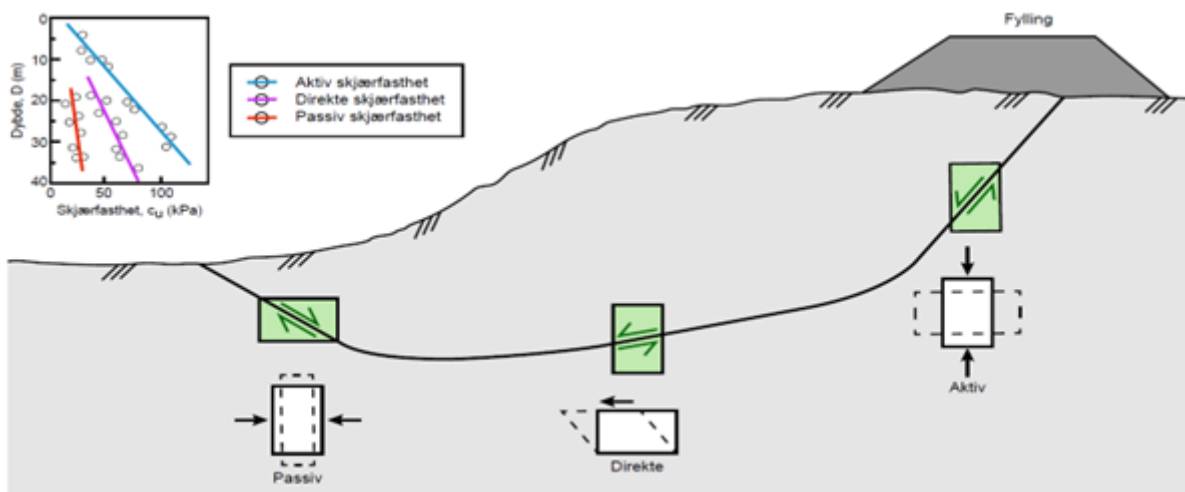
*forhold mellom aktiv, drenert og passiv skjærfasthet

** overkonsolideringsgrad (OCR) fra ødometer benyttes i SHANSEP

Anisotropifaktorer

Dersom man ikke har laboratorieforsøk som gir grunnlag for valg av anisotropifaktorer vil faktorer for anisotropi i leirer kunne velges ut ifra NIFS-rapport nr. 14/2014 [\[145\]](#).

Direkte (c_{uD}) og passiv skjærfasthet (c_{uP}) er lavere enn aktiv skjærfasthet (c_{uA}). Sirkulære skjærflater vil dermed ha en skjærfasthet mot brudd (ev. karakteristisk skjærfasthet) basert på en vekting mellom c_{uA} , c_{uD} og c_{uP} . I sammensatte skjærflater vil store deler av skjærflaten oppleve direkte skjær (se [figur 5.5.3—1](#)). I stabilitetsberegninger er det derfor viktig å inkludere anisotropi. Beregninger hvor kun aktiv skjærfasthet er inkludert vil kunne overestimere sikkerheten.



Figur 5.5.3—1 — Anisotrop spenningstilstand i skråninger

Kvikkleire (sprøbruddmateriale)

Meget sensitive og kvikke leirer har sprø bruddoppførsel. Dvs. at skjærfastheten reduseres raskt etter brudd (maksimal skjærfasthet). Dermed vil bruddet kunne forplante seg svært hurtig og spre seg langt i leirvolumet. Partialfaktorene for sprøtt, kontraktant brudd i vegnormal [N200:2024, Tabell 1.4.2—1](#) og [N200:2024, Tabell 1.4.2—2 \[1\]](#) tar blant annet hensyn til denne sprøbruddoppførselen. Dette innebærer også at empiriske tolkingsmetoder fra høykvalitetsprøver vil kunne benyttes direkte, uten reduksjon av skjærfastheten, ved bruk av disse tabellene.

5.6 Stabilitetsberegninger

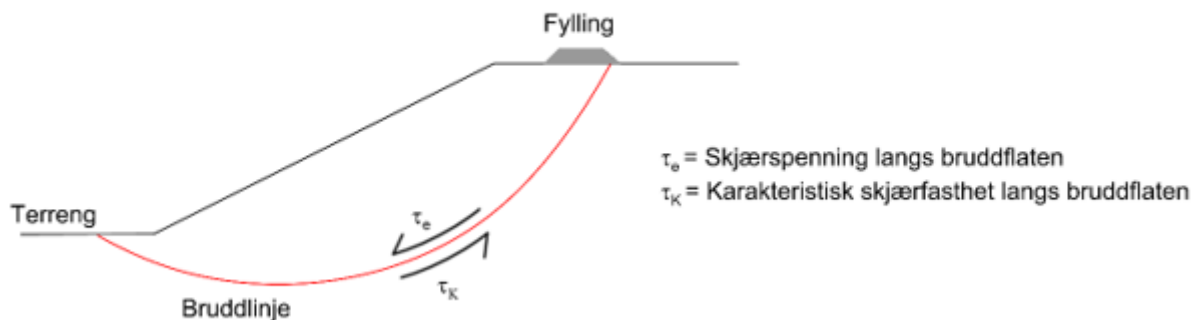
5.6.1 Likevekt og sikkerhet

En skråning vil kunne betraktes som stabil dersom den ikke glir ut. Både vegnormal N200 Vegbygging [\[1\]](#) og Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) stiller krav til sikkerhet mot brudd. Graden av sikkerhet mot brudd beskrives av størrelsen på beregnet partialfaktor γ_M :

$$\gamma_M = \frac{\tau_k}{\tau_e} \quad (5.6.1—1)$$

Hvor τ_k er den karakteristiske skjærfastheten i jord, og τ_e er den gjennomsnittlige skjærspenningen som kreves for å opprettholde likevekten langs skjærflaten (se [figur 5.6.1—1](#)).

Forenklet vil dette kunne betraktes som forholdet mellom stabiliserende og drivende krefter. Det vil si at når skjærspenningene som oppstår i jorden pga. ytre påkjenninger er større enn skjærfastheten (motholdet) i jorden, vil skråningen gå til brudd ($\gamma_M < 1$). Skråningen er stabil når $\gamma_M > 1$, og er i labil (ustabil) likevekt når $\gamma_M = 1$. Kravene til sikkerhet i bruddgrensetilstand for lokalstabilitet er gitt i vegnormal [N200:2024, Tabell 1.4.2—1](#) og [N200:2024, Tabell 1.4.2—2 \[1\]](#), og omtales også i [kapittel 5.4.1](#).



Figur 5.6.1—1 — Likevektsprinsipp ved stabilitetsberegning

5.6.2 Skjærflater

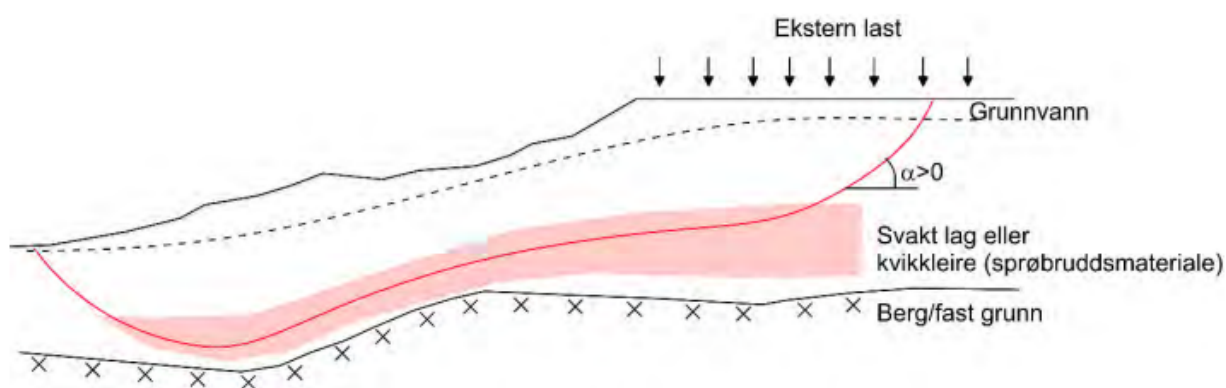
Der skjærfastheten for materialene er fullt utnyttet (mobilisert), utvikler det seg en skjærflate. Den kritiske skjærflaten defineres som skjærflaten med lavest bruddmotstand. Iht. Eurokode 7 – del 1 [3] er det vanligvis tilstrekkelig å anta at skjærflaten er sirkulær ved homogene grunnforhold. Det anbefales imidlertid for lagdelt grunn å analysere sammensatte skjærflater også.

Sirkulære skjærflater

Ved sirkulære skjærflater (se figur 5.6.1—1) gjøres en momentbetraktning om et punkt. En sirkulærsylindrisk skjærflate vil dermed ikke nødvendigvis ta tilstrekkelig hensyn til beliggenheten til ev. bløte lag, eller om det er grunt til berg.

Sammensatte skjærflater

Hvis grunnforholdene er inhomogene med utpreget lagdeling og variasjon i skjærfasthet, er det særlig behov for å undersøke sammensatte skjærflater (se figur 5.6.2—1). Her står en friere til å la skjærflaten følge de svake/sensitive jordlagene (for eksempel kvikkleire (sprøbrudsmaterialer)), eller la skjærflaten følge bergoverflaten. De fleste programvarer har funksjoner for å beregne sammensatte skjærflater.



Figur 5.6.2—1 — Eksempel på sammensatt skjærflate

5.6.3 Grenselikevektsmetoden (LEM)

De fleste prosjekterende benytter programvare basert på grenselikevektsmetoden (Limit Equilibrium Method = LEM). Metoden er enkel å bruke og kalkulerer raskt partialfaktoren for kritisk skjærflate. Programvarene som benyttes i dag finner selv den kritiske sirkulære skjærflaten. I tillegg vil man kunne finne den mest kritiske sammensatte skjærflaten.

Ved sirkulære skjærflater definerer vanligvis brukeren området der programvaren søker etter kritiske skjærflater. En god tommelfingerregel er at søkeområdet for sirkelsentrum dekker vertikal linje fra midten av skråningen og en linje normalt på skråningen ut ifra samme punkt. Om sirkelsentrum for kritisk skjærflate ligger i ytterkant av søkeområdet, anbefales det å justere søkeområdet slik at eventuelle skjærflater med lavere partialfaktor fanges opp.

I LEM antas det at sikkerhet mot brudd er like stor i alle materialene som skjærflaten går igjennom. Lavplastisk kvikkleire, høyplastisk leire, sand, tørrskorpe etc. har imidlertid svært forskjellige deformasjonsegenskaper. Forutsetningene om fullt utviklet skjær langs hele skjærflaten er derfor en forenkling. Denne forenklingen anses som akseptabel for bruddgrensetilstanden da materialet langs hele skjærflaten etter hvert vil gå til brudd og føre til store deformasjoner. I de ulike programvarene er LEM basert på en antagelse om perfekt plastisk (duktil) oppførsel og dermed tas det ikke hensyn til sprøbruddoppførsel ved bruk av LEM. Partialfaktorene for *sprøtt, kontraktant brudd* i vegnormal [N200:2024, Tabell 1.4.2—1](#) og [N200:2024, Tabell 1.4.2—2 \[1\]](#) inkluderer effekten av sprøbrudd, se [kapittel 5.5.3](#).

I LEM-programvaren defineres topografi, terrenglaster, lagdeling med materialeegenskaper som tyngdetetthet og ADP-faktorer, dybdeprofil for karakteristisk skjærfasthet, grunnvannstand og poretrykksprofiler. Programvaren interpolerer vanligvis mellom skjærfasthets- og poretrykksprofilene. Med nivåforskjeller mellom skjærfasthetsprofiler og poretrykksprofiler vil det være viktig å sette seg inn i hvordan programvaren interpolerer mellom profilene og være bevisst på at man legger inn tilstrekkelig med representative profiler. Det vil også kunne være nødvendig å definere *hjelpesprofiler* for å sikre riktig variasjon av jordas egenskaper mellom skjærfasthetsprofilene. Det er også mulig å legge inn 3D-effekter (se [kapittel 5.5.1](#)), men dette anvendes med forsiktighet og brukes kun der hvor det er reelt at 3D-effekter vil kunne oppstå. Det henvises til manualen til den enkelte programvaren for hvilke parametere som kommer til anvendelse, og hvordan disse legges inn i modellen.

Programmet genererer automatisk en lamelleinndeling. Hver enkelt lamell kontrolleres for kraft- og momentlikevekt. Noen metoder tilfredsstiller kun momentlikevekt. Imidlertid benyttes det i dag stort sett beregningsmodeller som tilfredsstiller både momentlikevekt og likevekt mellom krefter i horisontal og vertikal retning. Summen av kreftene som virker på lamellene i et glidesnitt forutsettes å være i likevekt. For nærmere beskrivelse av de ulike likevektsmodellene, se Duncan, Wright og Brandon [\[140\]](#) og Clausen [\[146\]](#).

Ved homogene grunnforhold er de kritiske skjærflatene som oftest tilnærmet sirkulære både for total- og effektivspenningsanalyser, men grunnforholdene er imidlertid sjelden homogene. Det anbefales derfor å dokumentere partialfaktoren for både sirkulære og sammensatte skjærflater.

5.6.4 Endelig elementmetode (FEM)

Endelig elementmetodeprogrammer (Finite Element Method = FEM) er basert på inndeling av et kontinuum (for eksempel jordvolum) i små (endelige) elementer som er knyttet sammen gjennom knutepunkter (noder). Likevekt mellom kreftene i hvert knutepunkt uttrykkes ved hjelp av knutepunktforskyvninger og stivhet av alle elementer som har punktet som fellesnode.

Jordens oppførsel er simulert med ulike avanserte jordmodeller som beskriver både spennings-tøyningsforhold (stivhet) og bruddspenninger (skjærfasthet). Alle likevektskrav i jorda er oppfylt og det er kontinuerlig variasjon av spenningene i alle punkter.

I FEM identifiseres en sone med kritisk skjærmobilisering. Metoden finner automatisk formen på skjærflaten avhengig av materialparametere, laster og geometri. Ved bruk av elementmetodeprogram vil man kunne få en antagelse om hvor ev. forskyvninger vil oppstå. Dette vil også være nyttig dersom vurdering av forskyvninger er aktuelt, og ved planlegging av instrumentering for å måle forskyvninger.

Det er viktig å være klar over at dagens vanligste FEM modeller forutsetter at de forskjellige materialene mobiliseres til brudd ved samme skjærdeformasjon. Dette betyr blant annet at metoden ikke tar hensyn til sprøbruddoppførsel. Det finnes mer avanserte brukerstyrte modeller der brukeren har mulighet til å angi slik oppførsel, men disse modellene er ikke brukt i utstrakt grad. Som nevnt i [kapittel 5.5.3](#) er imidlertid denne sprøbruddoppførselen ivaretatt i partialfaktorene for *sprøtt, kontraktant brudd* i vegnormal [N200:2024, Tabell 1.4.2—1](#) og [N200:2024, Tabell 1.4.2—2 \[1\]](#).

5.6.5 Beregningsnøyaktighet

Med beregningsnøyaktighet menes avvik i regnenøyaktighet og ikke eventuelle antagelser for jord, ytre laster, vannstand osv. Det er viktig å være klar over at kritisk skjærflate beregnet med ulike analysemetoder (formelgrunnlag) sjelden er sammenfallende.

Nøyaktigheten ved stabilitetsberegninger er nøye vurdert, og studier viser at analysemetoder som oppfyller alle likevektsbetingelser vil kunne avvike fra hverandre med $\pm 6\%$ jf. Duncan [147]. Analysemetoder som ikke oppfyller alle likevektsbetingelser vil sjelden oppnå tilsvarende nøyaktighet.

I LEM forutsettes det at det utføres omfattende søk (definert av brukeren) etter kritisk skjærflate, i motsetning til FEM som automatisk finner skjærflaten uten at brukeren behøver å definere et søkeområde.

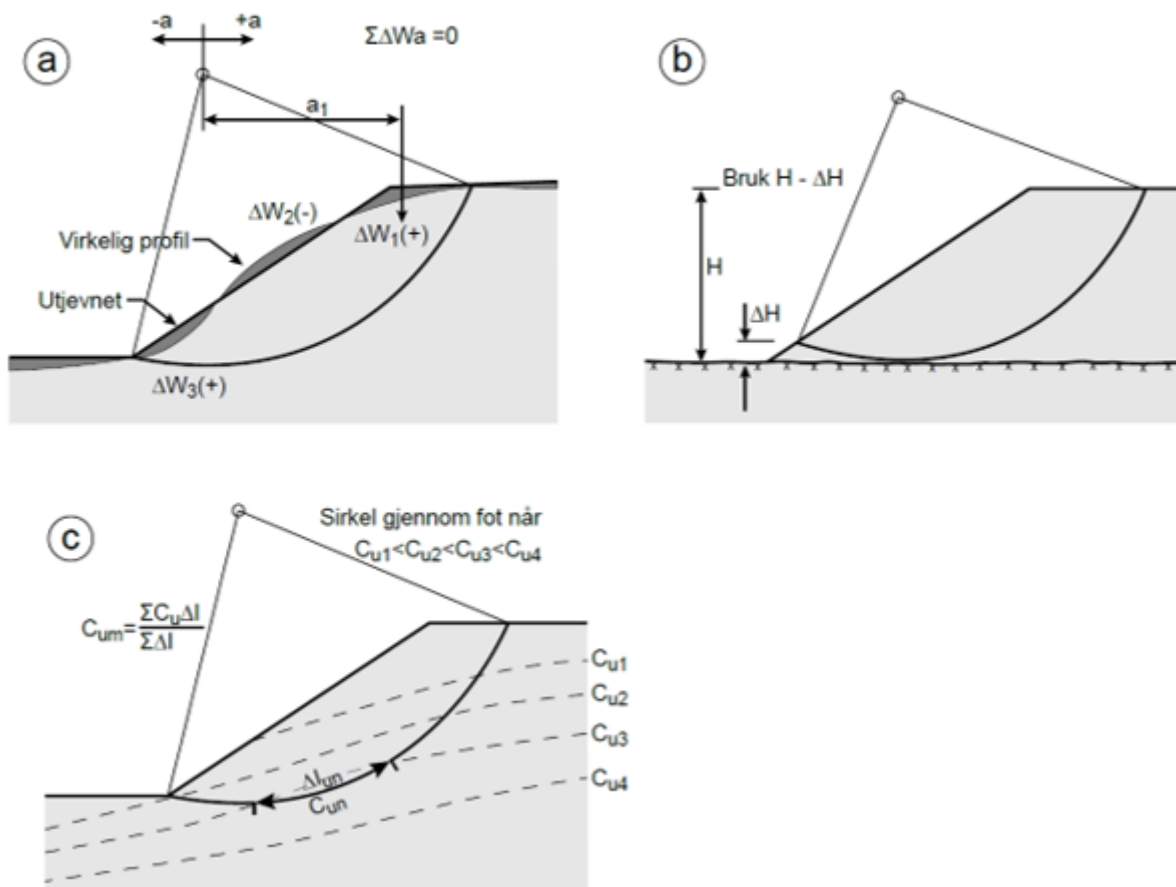
5.6.6 Overslagsberegninger - Janbus direkte metode

Det er utviklet flere såkalte direkte metoder for stabilitetsanalyser. Disse metodene anbefales kun brukt for enkle overslag og ved egen-, kollega- og utvidet kontroll.

Janbus direkte metode er detaljert beskrevet i Janbu [148], Hjeldnes [149] og Aarhaug [150]. For å kunne bruke direkte metoden legges følgende forutsetninger til grunn:

- sirkulærsylindriske skjærflater
- todimensjonal analyse
- konstant mobilisering langs skjærflaten
- homogene masser

Det gjøres en idealisering av profilet som beregnes ved at terrenget utjevnes og skjærfastheten midles i profilet. Ved utjevning av terrenget trekkes en idealisert linje slik at resulterende moment ($\Delta W_2 = \Delta W_1 + \Delta W_3$) for de skraverte arealene i figur 5.6.6—1 a) blir lik null. Skjærfastheten midles ved at en antatt sirkel inndeles i et passende antall buelengder, Δl_{un} med tilhørende skjærfasthet c_{un} .



Figur 5.6.6—1 — Idealisering av profiler i direkteметоден. Modifisert etter Hjeldnes [133]

5.7 Typiske problemstillinger i vegbygging

Skråningshøyde og -helning samt løsmasstype er bla. avgjørende faktorer for skråningsstabiliteten. De ulike løsmasstypene har ulike friksjonsvinkler, skjærfasthet, eroderbarhet, evne til å holde på vann etc. Dette vil virke inn på hvilken helning en stabil skråning vil kunne ha. Krav til skråninger, skjæringer og uttrauing (utgraving til planum for vegoverbygging) i løsmasser omtales i vegnormal [N200:2024, 1.12 \[1\]](#), og utdypes i det etterfølgende.

5.7.1 Naturlige skråninger

Begrepet *naturlige skråninger* omfatter i denne sammenheng både uberørte skråninger og utbygde skråninger med eksisterende bebyggelse og terrengarbeider som er ferdig konsolidert. Det vil si at poretrykket som følge av bebyggelse eller arrondering (forme terrenget for å oppnå ønsket brukskvalitet) har stabilisert seg jf. NIFS-rapport nr. 15/2016 [\[151\]](#). Ved naturlige skråninger er spennings- og lasttilstanden stasjonær (ingen variasjon med tiden), og stabiliteten for dagens situasjon vil kunne vurderes basert på effektivspenningsanalyse under forutsetninger som gitt under:

- Det er ikke pågående erosjon i bekker/elver/overflaten, i eller nær ved, skråningen eller bekker/elver er erosjonssikret.
- Det er sikre drensveier som sørger for at avrenning, grunnet store nedbørsmengder, ikke medfører økt erosjon.

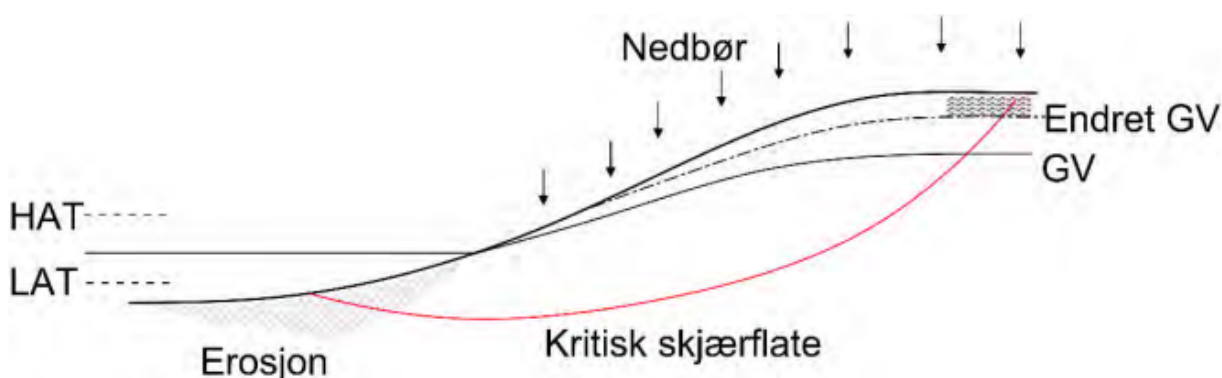
- Det foreligger målinger av sesongvariasjonen i grunnvannstand og poretrykk. Den mest kritiske tilstanden legges til grunn i beregningene, dvs. effektivspenningene i skråningene beregnes ut fra høyeste målte grunnvannstand og poretrykk jf. NIFS-rapport nr. 15/2016 [151]. Ved kortere måleperioder anbefales det at virkningen av langvarig nedbør og årstidsvariasjoner inkluderes.
- Geometriske forhold er godt dokumentert.

Stabiliteten til *naturlige skråninger* vil kunne svekkes over tid av f.eks. erosjon. Utløsende faktorer vil kunne oppstå relativt brått, f.eks. overflateglidning ved store nedbørsmengder eller kraftig erosjon. En naturlig leirskråning vil dermed kunne gå til udrenert brudd. I dagens praksis vurderes derfor stabiliteten av naturlige leirskråninger som oftest basert på totalspenningsanalyser.

Dersom det sørges for at mulige utløsende årsaker ikke er til stede, eller disse fjernes (ved f.eks. erosjonssikring), så vil stabilitetsvurderingene og krav til beregningsmessig sikkerhet kunne baseres på effektivspenningsanalyser under forutsetningene ovenfor. Under disse forutsetningene vil partialfaktorer for effektivspenningsanalyser kunne aksepteres iht. vegnormal [N200:2024, Tabell 1.4.2—1 \[1\]](#). Robusthet mot uforutsette/upåregnelige hendelser anbefales ivaretatt ved å kontrollere at det i tillegg er en beregningsmessig sikkerhet med partialfaktor $\gamma_{M,cu} \geq 1,2$ ved totalspenningsanalyser. For sikringstiltak som påvirker stabiliteten lokalt gjelder kravene for totalspenningsanalyse gitt i vegnormal [N200:2024, Tabell 1.4.2—2 \[1\]](#).

Ved sterkt oppsprukket leire (tørreskorpeleire) settes attraksjonen (a) lik null. Poretrykket måles. Mot vann i sjø benyttes laveste astronomisk tidevann (LAT) kombinert med høyeste grunnvannstand/ poretrykk i skråningen (*Endret GV* i [figur 5.7.1—1](#)). LAT finnes på nettsidene til Kartverket www.kartverket.no [152]. Som oftest vil poretrykket i de opprinnelige massene under sjøbunnen og i strandsonen variere med tidevannet. I regulerte elver og innsjøer benyttes laveste regulerte vannstand (LRV), mens det for uregulerte vassdrag benyttes vannstand ved normal vannføring. Ved kartlegging og utredning av faresoner iht. NVE veileder nr. 1/2019 [14] benyttes de vannivåene som er angitt i NVE-veileder.

Skjærflatene kan bli lange i jevnt hellende terreng, spesielt i kvikkleire (sprøbruddmateriale). Det er derfor viktig å alltid vurdere både sirkulære og sammensatte skjærflater. De sammensatte flatene defineres langs svakere lag, ev. følger bergoverflaten, se [kapittel 5.6.2](#).



Figur 5.7.1—1 — Brudd i naturlige leirskråninger.

5.7.2 Skjæringer i leire

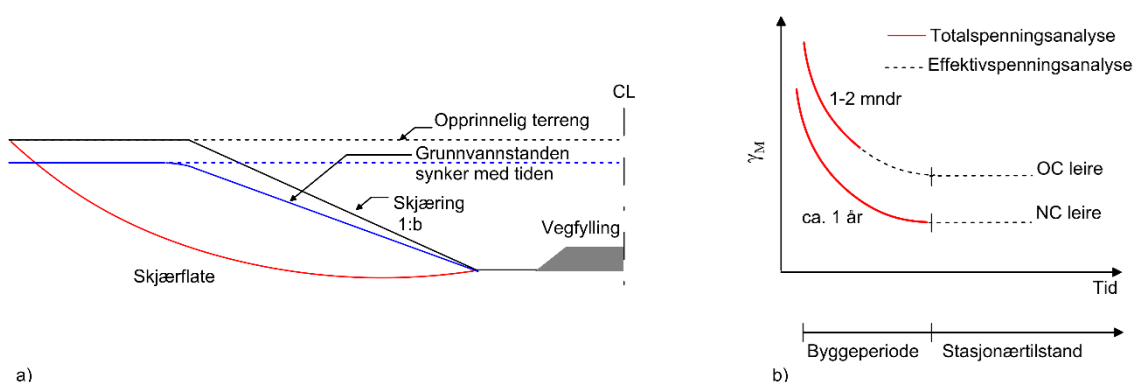
Ved uttak av skjæringer i leire avlastes leiren. Dette medfører et poreundertrykk og svelling. Poreundertrykket medfører at skjæringen er mest stabil i anleggsfasen (byggeperioden). Etter hvert som tiden går vil poreundertrykket utlignes, og stabiliteten reduseres. Ved oppsprukket leire (tørreskorpeleire) vil sprekkesystemet få anledning til å åpne seg slik at vann som trenger inn medfører en oppbløting og

nedsettelse av fastheten. For krav til vannhåndtering henvises det til vegnormal [N200:2024, Punkt 2 \[1\]](#). Løsninger for håndtering av overvann er nærmere omtalt i SVV-rapport nr. 681 [\[153\]](#) og veiledning [N-V240:2023 \[57\]](#). For anbefalinger til hvordan anlegge gode dreinsveier for overflatevann langs og i skjæringer, henvises det til veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#).

Både korttids- og langtidssituasjonen vurderes og dokumenteres (Se [figur 5.7.2—1](#)). Poretrykket i skjæringen endrer seg med tiden. Dermed vil valg av analysemetode avhenge av poretrykkssituasjonen. Like etter utgravingen av skjæringen betraktes stabiliteten vha. totalspenningsanalyser. For situasjoner der grunnvannstanden og poretrykket har nådd stasjonær tilstand, benyttes effektivspenningsanalyser. Hvor lang tid dette tar avhenger av bl.a. løsmassetype og konsolideringsegenskapene til massene.

I intakte overkonsoliderte (OC) leire endres situasjonen raskt (over noen uker/måneder) fra å være udrenert til å bli drenert dersom utgravingen står åpen.

Ved dype skjæringer i sprøbruddmateriale, vil det være behov for kontroll av at utførelse er i samsvar med krav og restriksjoner som er gitt i graveplanen.



Figur 5.7.2—1 — Endring av partialfaktor og analysemetode i leire etter uttak av skjæring

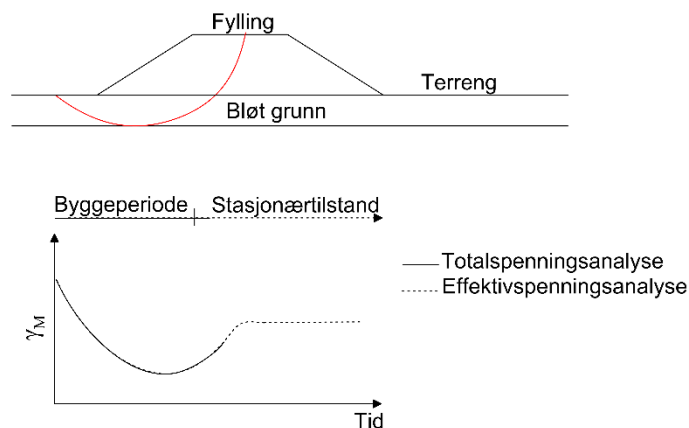
5.7.3 Fyllinger, massedepoier og mellomlagring

Ved utlegging av fyllinger på fast grunn, vil et eventuelt brudd gå i selve fyllingen og ikke i grunnen under. Stabilitetsanalyser gjøres derfor for selve fyllingen.

Avhengig av type materiale som fyllingen bygges opp av (f.eks. leire, sand, grus, sprengstein) skal sidehelningen til fyllinger tilfredsstille krav i vegnormal [N200:2024, 1.13 \[1\]](#). Det vises til veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#) for brukbarhet av leire samt utførelse av leirfyllinger. I massedepoier bestående av bløt leire vil fyllingshøyden og utleggingshastigheten kunne være kritisk.

Ved fyllinger på leire vil poretrykket i leira øke. Ved byggetidens slutt er skjærspenningen (τ_e) maksimal og vil forbli konstant, mens skjærfastheten (τ_k) vil øke med tiden etter hvert som poreovertrykket dreneres ut (leiren konsolideres) (se [figur 5.7.3—1](#)). Stabiliteten beregnes ved totalspenningsanalyse. Dersom poretrykket er kjent, vil man også kunne benytte effektivspenningsanalyse.

For fyllinger vil det være behov for å beskrive krav til kontroll og restriksjoner av utførelse, dette er særdeles viktig for fyllinger på kvikkleire (sprøbruddmateriale).



Figur 5.7.3—1 — Endring i partialfaktor og analysemetode i leire etter utlegging av fylling på bløt grunn

Mellomlagring av masser i anleggsfasen kan redusere stabiliteten betydelig. Planlegging av plassering og omfang av mellomlagring av masser inkluderes som en del av den geotekniske prosjekteringen. Det er viktig å inkludere eventuelle begrensninger i arealbruk på byggetegninger/modell og i konkurransegrunnlaget. Det er viktig at maskinførere får informasjon på arbeidstegninger og gjennom konkurransegrunnlaget om rekkefølgebestemmelser og restriksjoner knyttet til arealbruk jf. vegnormal [N200:2024, 1.3 \[1\]](#).

5.7.4 Fyllinger i sjø og vassdrag

For valg av geoteknisk kategori og kontrollomfang for fyllinger i sjø og vassdrag vises det til vegnormal [N200:2024, 1.1.1](#) og [N200:2024, 1.11.1.4 \[1\]](#). Det vil være naturlig å betrakte strandsonen på samme måte som fyllinger i sjø.

Ved vurdering av stabiliteten for fyllinger i sjø benyttes laveste astronomiske tidevann (LAT) som ytre vannstand (se [figur 5.7.1—1](#)) og sammen med høyeste grunnvannstand/poretrykk i skråningen der dette er aktuelt. LAT finnes på nettsidene til Kartverket (www.kartverket.no) [\[152\]](#). Som oftest vil poretrykket i de opprinnelige massene under sjøbunnen og i strandsonen variere med tidevannet. I regulerte elver og innsjøer benyttes laveste regulerte vannstand (LRV), mens det for uregulerte vassdrag benyttes vannstand ved normal vannføring. Ved kartlegging og utredning av faresoner iht. NVE veileder nr. 1/2019 [\[14\]](#) benyttes de vannivåene som er angitt i NVE-veileder.

I tette masser vil det ofte være en tidsforskyvning mellom poretrykket og den ytre vannstanden. I åpne masser, slik som i en steinfylling, anbefales det å benytte et poretrykksnivå tilsvarende ytre vannstand. I silt- og leirmasser anbefales det å beregne med høyeste poretrykksnivå som oppstår i massene kombinert med laveste astronomiske tidevann. Om det velges gunstigere forutsetninger i beregninger anbefales det å måle poretrykket og poretrykksvariasjonene under utførelse for å forsikre seg om at forutsetningene stemmer med de faktiske forholdene.

5.7.5 Graving av grøfter

Forskrift om utførelse av arbeid [\[154\]](#) omhandler bl.a. gravearbeider i forbindelse med grøfter. Det anbefales at man leser forskriften for gjeldende krav til gravearbeider og plassering av gravemasser. Det vises også til vegnormal [N200:2024, 2.10 \[1\]](#).

Ifølge forskrift om utførelse av arbeid [\[154\]](#) skal det ved graving i kohesjonsjordarter, dersom forholdene er vanskelige og dybden av grøften planlegges dypere enn 2 meter, alltid søkes geoteknisk bistand. Dette gjelder også for all graving i kvikkleire (sprøbruddmateriale), uansett grøftedybde.

Iht. forskrift om utførelse av arbeid [\[154\]](#) skal ikke foten på fyllingen av gravemasser plasseres nærmere kanten på utgravingen enn 1,0 m. Det understrekes at dersom det er kvikkleire (sprøbruddmateriale) i området, anbefales det at mellomlagring av masser unngås, og at massene transporteres bort fra området direkte etter utgraving.

Forskrift om utførelse av arbeid [\[154\]](#) sier at geotekniker skal vurdere planer for graving av grøft langs skråningsfot eller skråning som heller mer enn 1:10 inn mot grøfteside. Dette gjelder også dersom grunnen i umiddelbar nærhet av grøften har ekstra belastning (vegfylling, støttemur e.l.)

Grøfter grunnere enn 2 m kan iht. forskrift om utførelse av arbeid [\[154\]](#) graves med vertikale vegger uten avstivning med mindre det foreligger særlige faremomenter (f.eks. kvikkleire eller høy grunnvannstand). Grøftesidene vil kunne rase ut etter hvert som poreundertrykket (suget) i leira forsvinner. Personopphold nede i grøfta begrenses derfor, eller unngås helt. Det anbefales å tilbakefylle grøftene før arbeidsdagens slutt og før helg.

Forskrift om utførelse av arbeid [\[154\]](#) sier videre at utgravinger dypere enn 3 m skal avstives, og at avstivningen skal dimensjoneres og dokumenteres av faglig kvalifisert person som en del av prosjekteringen. Dersom det benyttes prefabrikkert avstivning med brukerveiledning som klart viser til hvilke dybder og hvilke jordarter avstivningen er beregnet for, vil krav om dimensjonering og dokumentasjon kunne bortfalle. Spunt regnes ikke som prefabrikat, og skal alltid dimensjoneres og dokumenteres av geotekniker iht. forskrift om utførelse av arbeid [\[154\]](#). Iht. vegnormal [N200:2024, 2.15 \[1\]](#), vil spunt kunne erstattes av eller kombineres med terrengavlasting, seksjonsvis utførelse eller kalk-/sementstabilisering før graving.

5.7.6 Spesialtransporter

I enkelte tilfeller er det behov for å gjøre vurderinger av stabilitetsforhold i tilknytning til dispensasjonssøknader for ekstremt tunge spesialtransporter. Behov for supplerende grunnundersøkelser vurderes ut ifra den aktuelle transporten og det som finnes av tidligere grunnundersøkelser på den aktuelle strekningen.

Dersom eksisterende vegfyllinger har ligget der i noen år, vil det kunne være mulig å gjøre en vurdering av mulig økning i jordas skjærfasthet som følge av konsolidering under fyllingene.

Ved vurdering av skjærfasthetsparametere for eventuell stabilitetsberegning, vil det kunne tas hensyn til kort varighet av belastningen (rate-effekt) og maksimal målt skjærfasthet (peak-verdi). Men kun dersom transportopplegg og foreliggende grunnundersøkelser gir grunnlag for det.

Tredimensjonale effekter vil kunne tas med i vurderingene i den grad lastens utstrekning og øvrige forhold gir grunnlag for det. Se for øvrig [kapittel 5.5.1](#) for omtale av tredimensjonale effekter.

5.8 Stabiliserende tiltak og anleggsoppfølging

Veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#) beskriver ulike metoder for grunnforsterkning og stabiliserende tiltak som vil kunne benyttes ved for lav sikkerhet mot brudd. Ofte kombineres flere metoder for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet. Dette kapittelet belyser enkelte fokusområder som det er ekstra viktig å ta hensyn til ved valg av løsning i prosjekteringsfasen og som er viktig å følge opp i anleggsfasen.

Iht. Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) skal den geotekniske prosjekteringsrapporten beskrive hvilke kontroller av utførelse som ansees som nødvendige for gjennomføringen av anlegget og eventuell overvåking under og etter ferdigstilling. Det vises til Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) for utfyllende informasjon. Det er spesielt viktig å påse at prosjekteringsforutsetningene ikke endres i anleggsfasen.

Det er viktig at endringene som utføres i terrenget ikke medfører ugunstige situasjoner innenfor planområdet og i områder på utsiden av tiltaket. Det er i tillegg viktig at inngrepene ikke fører til ugunstig endring av:

- avrenningsforhold for overflatevann (store nedbørsmengder, snøsmelting) som vil kunne medføre økte poretrykk eller overflateerosjon
- strømningsforhold nedstrøms sikringstiltak i bekker og elver som fører til økt vannhastighet og erosjon
- vegetasjonsforhold som fører til økt overflateerosjon, og økt fare for overflateglidninger. Det anbefales å reetablere vegetasjon så raskt som mulig dersom denne er fjernet.

Det påses at anleggene utføres som prosjektert. Det er spesielt viktig å følge opp:

- graveplaner
- utførelse av graving av grøfter
- restriksjoner (til f.eks. mellomlagring av masser, eller til grave- og fyllingsarbeider. Spesielt viktig for områder med kvikkleire (sprøbruddmateriale))
- poretrykksmålinger ved oppfylling eller kalk-/sementpeling

I tilfeller hvor utførelsen følges opp med poretrykkmålinger, vil man kunne oppleve at poretrykket ikke utlignes som forventet. I ytterste konsekvens vil man bli nødt til å stoppe anleggsarbeidene. Ved fylling vil massene komprimeres, og vannet vil dissipere saktere. Somen del av prosjekteringen anbefales det å utføre permeabilitetsmålinger i felt og ødometerforsøk, eventuelt CPTU, for å fremskaffe pålitelig informasjon om hvor fort vannet vil dissipere og hvordan poretrykket endres ved pålasting. Det anbefales å vurdere alternative løsninger dersom det skulle vise seg at dissipasjonen av poretrykket tar uforholdsmessig lang tid.

Det understrekes at anleggsveger, fyllinger og utgravinger vurderes av geotekniker som del av prosjekteringen der det vil kunne være fare for stabilitetsproblemer. I tillegg til geoteknisk rapport er det viktig å utarbeide gode beskrivelser i kontrakten og arbeidstegninger slik at viktig informasjon kommer frem til maskinførere. Inspeksjoner utføres av kontrollingeniør eller geotekniker for å påse at forutsetningene for stabilitetsvurderingene ikke endres under utførelse. Om forutsetningene endres utføres nye stabilitetsvurderinger.

Restriksjoner vil kunne gjøres permanente ved å innarbeide hensynssoner med spesielle bestemmelser i reguleringsplan. Dette vil f.eks. kunne være forbud mot mellomlagring av masser eller restriksjoner til grave- og fyllingsarbeider. Ofte vil det være behov for å utdype angitte bestemmelser av det som er nedfelt i plankart i planbeskrivelsen. Det vil også være behov for at forutsetningene detaljeres i konkurransegrunnlaget.

Erosjonssikring

Erosjonssikring og motfyllinger i elver og bekker endrer tverrsnittet. Dette vil kunne medføre turbulens i vannstrømmen oppstrøms og nedstrøms sikringstiltaket, som igjen vil kunne føre til økt erosjon utenfor sikringstiltaket. Ved heving av bekkebunn får vannet større hastighet og vil få større eroderende kraft nedstrøms sikringstiltaket.

For krav til vannhåndtering henvises det til vegnormal [N200:2024, Punkt 2 \[1\]](#). Løsninger for håndtering av overvann og erosjonssikring er omtalt i veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#), SVV-rapport nr. 681 [\[153\]](#) og NVE veileder nr. 4/2009 [\[48\]](#).

Der det planlegges permanente eller midlertidige inngrep, som antas å ha nevneverdig innvirkning på omgivelsene og konsekvenser for hydrologiske og biologiske forhold i vassdrag, skal Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE) kontaktes jf. vegnormal [N200:2024, Punkt 2 \[1\]](#). Det anbefales å kontakte NVE allerede under utarbeidelse av kommunedelplan, da føringene fra NVE vil kunne påvirke linjevalg samt utforming og utførelse av sikringstiltakene.

Motfyllinger og avlasting

Stabiliserende fyllinger (motfyllinger) benyttes ofte for å øke sikkerheten mot skred. Metoden vil kunne kombineres med avlasting av terreng i toppen av skråningen og/eller utslaking av skråningshelningen. Disse sikringstiltakene medfører store terrenginngrep, og vil dermed kunne komme i konflikt med materielle verdier eller anses som ugunstige for miljøet. Motfyllinger i bekker og elver utformes slik at økende erosjon som følge av sikringstiltaket unngås.

I jevnt hellende terreng vil det kunne være vanskelig å oppnå tilstrekkelig sikkerhet med motfyllinger og avlasting. Grunnforsterkning vil i slike tilfeller kunne være et alternativ.

Terrengarbeider og mellomlagring av masser

Terrengarbeider, i og nært anlegg, har utløst skred opp igjennom tidene. Forflytting av masser fører til at stabiliteten endres. Ved avlasting av terreng eller massutskifting, anbefales det å utarbeide planer for hvordan avlasting eller masseutskiftingen utføres slik at stabiliteten ikke forverres. Det er særdeles viktig

å utarbeide planer for håndtering av overskuddsmasser. Planene kan vise hvor overskuddsmasser vil kunne bli mellomlagret, eller om de umiddelbart transporteres ut fra området. I områder der det finnes kvikkleire (sprøbruddmateriale) anbefales det å transportere bort masser umiddelbart etter utgraving.

Grunnforsterkning

Kalk-/sementpeling benyttes ofte som grunnforsterkning i vegprosjekter, se nærmere omtale i veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#) og NGFs Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler [\[96\]](#). For å øke sikkerheten i skråninger, installeres ribbene i skråningens tverrprofil, se veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#). Poretrykket i leira vil kunne øke som følge av installasjonen. Metoden benyttes derfor med forsiktighet i områder med lav sikkerhet. Det anbefales poretrykksovervåking under installasjon.

Vertikaldren vil kunne installeres mellom ribbene for å redusere poretrykksoppbyggingen. Det vises til vegnormal [N200:2024, 1.11 \[1\]](#) for krav, og veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#) for veiledning til utførelse av slike arbeider.

Seksjonsvis graving

Seksjonsvis graving er et godt alternativ i tilfeller der f.eks. skjæringer, eller utgraving i kvikkleirer (sprøbruddmateriale), medfører redusert stabilitet. Seksjonslengdene tilpasses i det enkelte prosjekt ut ifra hva som bygges (avhenger typisk av rørlengder, seksjonslengder på prefabrikkerte støttemurer, 3d-effekter etc.). Ved for eksempel graving av grøfter er det viktig å påse at utgravd areal ikke blir stående åpent, uten tilbakefylling, ved lengre opphold i arbeidene. Det anbefales å fylle tilbake før arbeidsdagens slutt og før helg.

5.9 Symbolliste

Tabell 5.9—1

Symbol	Forklaring
a	Attraksjon
$\pm a$	Momentarm
ADP	Aktiv-Direkte-Passiv
α	Skjærflatens helning med horisontalplanet
B	Bredde av skredgrop
b	Skråningshelning 1:b
β	Helningsvinkel for skråning
C_u	Gjennomsnittlig udrenert skjærfasthet
C_{uA}	Karakteristisk aktiv udrenert skjærfasthet
C_{uD}	Karakteristisk direkte udrenert skjærfasthet
C_{um}	Midlere skjærfasthet langs skjærflaten
C_{un}	Skjærfasthet tilhørende lengden Δl_{un}
C_{uP}	Karakteristisk passiv udrenert skjærfasthet
C_{ur}	Omrørt skjærfasthet
D	Dybden mellom dypeste punkt på den aktuelle kritiske sirkelen og skråningens tåpunkt
GV	Grunnvannstand
γ	Total tyngdetetthet
γ'	Neddykket tyngdetetthet
γ_M	Partialfaktor for materialfasthet
H	Skråningshøyde Gravedybde
HAT	Høyeste astronomiske tidevann
ΔH	Høydeforskjell
I_L	Flyteindeks
LAT	Laveste astronomiske tidevann
ΔL og Δl	Skjærflatens lengde gjennom lamelle
Δl_{un}	Buelengde
OC	Overkonsolidert
OCR	Overkonsolideringsgrad
τ_e	Skjærspenning
τ_k	Karakteristisk skjærfasthet
u	Poretrykk
W	Moment
ΔW_a	Momentbidrag om momentarm a
ϕ	Friksjonsvinkel

6 Jordtrykk

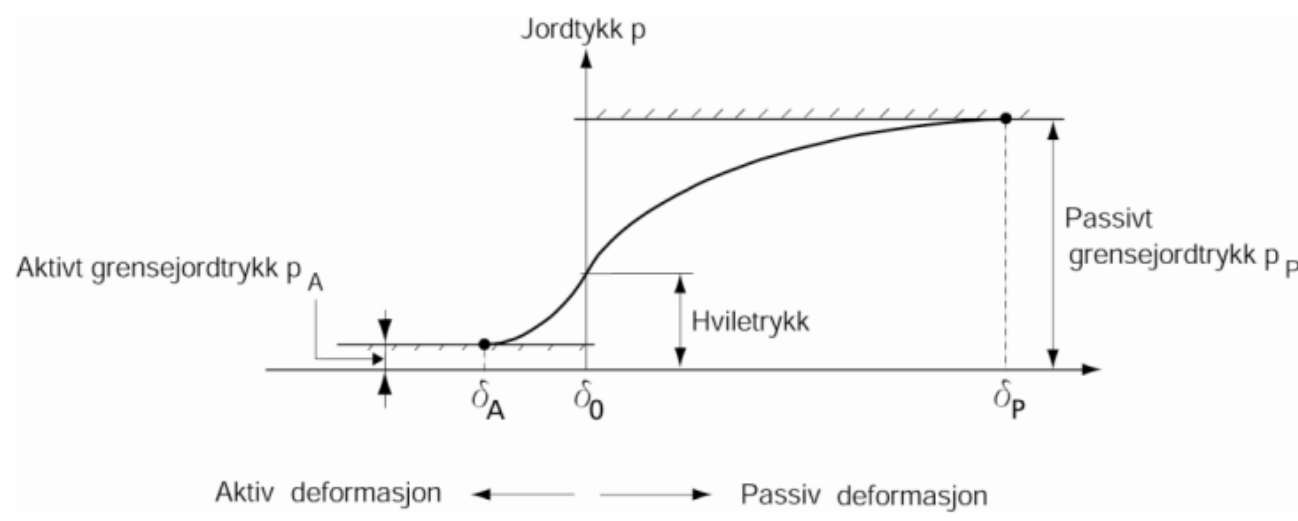
6.1 Innledning

Dette kapitlet omhandler jordtrykksberegninger mot støttekonstruksjoner i henhold til de teorier som det undervises i ved Faggruppe Geoteknikk ved NTNU i Trondheim, men andre metoder som Coulombs jordtrykksteori kan også benyttes. Deformasjon for mobilisering av jordtrykk som beskrevet i Eurokode 7 – del 1 Tillegg C [3] kan også benyttes. Anvendelse på støttemurer og landkar og spuntkonstruksjoner er behandlet i henholdsvis [kapittel 10](#) og [kapittel 11](#). I [kapittel 9](#) er jordtrykk mot stive hvelv og kulverter omtalt. For valg av partialfaktorer henvises det til vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.2–1](#) [1] og for nærmere omtale av jordparametere vises det til [kapittel 3](#).

I det følgende er det skilt mellom:

Aktiv tilstand	konstruksjonen unnviker fra jorden
Passiv tilstand	konstruksjonen presses inn mot jorden

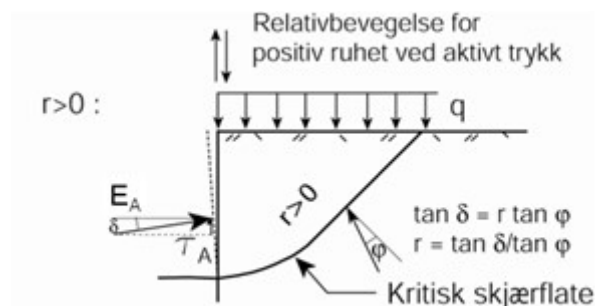
Jordtrykkene er deformasjonsavhengige. Det vil si at mobilisering av aktivt eller passivt jordtrykk fra en hviletrykkstilstand vil kreve deformasjon.



Figur 6.1–1 — Sammenheng mellom jordtrykk og deformasjon

For deformasjonsavhengige analyser er det viktig å ta med i betraktningen at jord er et typisk ikke-lineært materiale. Initielt er jordoppførselen lineær-elastisk, men ved relativt små deformasjoner blir arbeidskurven ikke-lineær og plastisk, se [figur 6.1–1](#). Aktivt grensejordtrykk mobiliseres ved deformasjon δ_A , mens passivt grensejordtrykk mobiliseres ved δ_P . Som illustrert på figuren er det behov for betraktelig større deformasjon for å mobilisere passivt grensejordtrykk. Forsøk har vist at en deformasjon av størrelsesorden 0,5% av støttekonstruksjonens høyde vil medføre aktivt jordtrykk i leire og ca. 0,1 % i sand. For utvikling av passivt jordtrykk vil det være snakk om deformasjoner på mer enn 3 % av konstruksjonshøyden iht. Eurokode 7 – del 1 Tillegg C [3].

Bevegelse mellom støttekonstruksjonen og bakenforliggende jordmasser virker også inn på jordtrykket. Dette forklares ved at friksjonen eller ruheten (r) i grenseflaten mellom jorda og konstruksjonen vil føre til at jorda henger seg opp på konstruksjonen for et aktivt tilfelle hvor støttekonstruksjonen deformeres utover i toppen og jordkilen bak konstruksjonen beveger seg nedover. Dette er illustrert som vist i [figur 6.1–2](#).



Figur 6.1—2 — Positiv ruhet ved aktivt jordtrykk

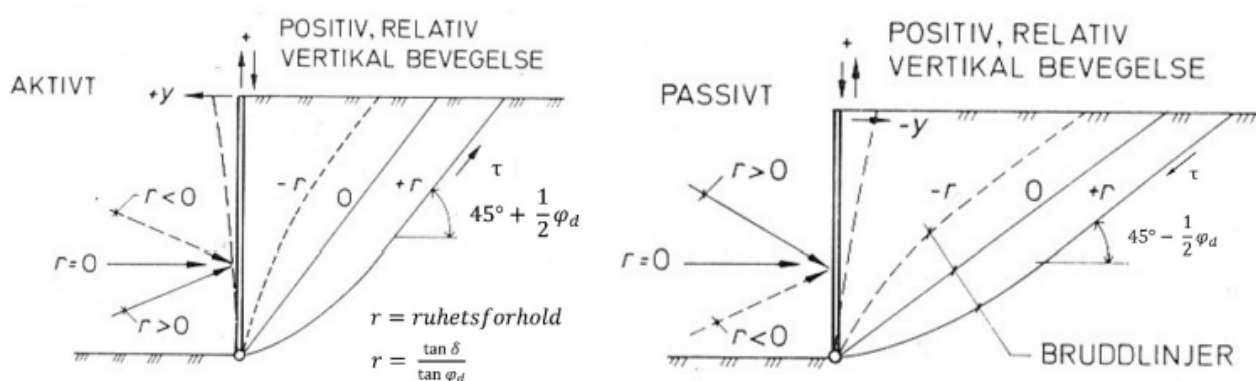
Ruhet

Ruheten r mellom en støttekonstruksjon og bakenforliggende jord defineres som forholdet mellom skjærspenningen (τ) som er mobilisert langs støtteveggen og den maksimale skjærspenningen i jorda.

$$r = \frac{(p_A' + a)\tan\delta}{(p_A' + a)\tan\phi_d} = \frac{\tan\delta}{\tan\phi_d} \quad (6.1—1)$$

Retningen for τ vil ha betydning for trykket mot veggen. Dersom deformasjonene er som vist i [figur 6.1—3](#) defineres dette som positiv ruhet, jorda henger seg på veggen. Ved støttekonstruksjoner hvor relativbevegelsen mellom konstruksjon og jord vil bli motsatt rettet i et tilfelle med aktivt jordtrykk, defineres dette som negativ ruhet, jorda løfter veggen opp. For tilfeller med passivt jordtrykk vil retningen for τ være motsatt av retningen for aktivt jordtrykk ved samme fortegn for r . De ulike variantene av fortegn for r er illustrert i [figur 6.1—3](#).

Ruheten kan estimeres ved beregning av vertikal likevekt for svevende spunt som ikke er rammet til stopp i fast lag. For øvrig er det vanlig å regne med et ruhetsforhold på henholdsvis 0,5 og 0,7 for stål og betong som angitt i Byggegruppveiledningen [\[33\]](#). For støttemurer henvises det til [kapittel 10](#), og for spunt og støttevegger henvises til [kapittel 11](#).



Figur 6.1—3 — Bruddflatenes form ved positiv og negativ ruhet (modifisert etter Aarhaug [\[150\]](#))

Grunnlaget for beregningen avklares før aktuelle jordtrykk beregnes, dvs:

- 1) Er det totalspenningsanalyse eller effektivspenningsanalyse?
- 2) Er det aktivt eller passivt trykk?
- 3) Hva er sannsynlig ruhet og hvilket fortegn har den? (r)
- 4) For valg av verdier for r vises det til [kapittel 10](#) og [kapittel 11](#)

- 5) Hvilken materialkoeffisient kreves? (γ_M)
- 6) Hvilken mobiliseringsgrad er sannsynlig / nødvendig? (f)
- 7) Hvilke ytre laster (q) er til stede, og hvilke lastfaktorer brukes på disse? (γ_F)
- 8) Hva er terrenghelningen bak støttekonstruksjonen? (β)
- 9) Hva er helningen av frontveggen? (δ)

6.2 Effektivspenningsanalyse

6.2.1 Horisontalt terreng

Jordtrykkskoeffisientene K_A og K_p avhenger av ruheten (r) og mobilisert friksjon ($\tan\varphi_d$). Diagram for bestemmelse av jordtrykkskoeffisientene ved horisontalt terreng er vist i [figur 6.2.1—1](#).

$$\tan\varphi_d = f \cdot \tan\varphi \quad (6.2.1—1)$$

eller

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M} \quad (6.2.1—2)$$

Mobiliseringsgraden (f) benyttes ved beregning av jordtrykk i situasjoner der det mobiliseres en mindre del av skjærfastheten enn det som tilsvarer γ_M . For verdier for γ_M , se vegnormal [N200:2024, Tabell 1.4.2—1](#) og [N200:2024, Tabell 1.4.2—2 \[1\]](#). For f relatert til støttemurer for beregning av jordtrykk i bruksgrensetilstand, se foreslåtte verdier i [kapittel 10](#).

Her benevnes jordtrykk p_A og p_p (kPa) for henholdsvis aktivt og passivt jordtrykk mens resulterende lastvirkningskraft fra jordtrykket benevnes E_A og E_p (kN) i samsvar med Eurokodene.

Ved aktiv tilstand er jordtrykkskomponentene gitt ved:

$$p_A' + a = K_A \cdot (p_v' + a) \quad (6.2.1—3)$$

$$p_v' = q + \cdot z\gamma \quad (6.2.1—4)$$

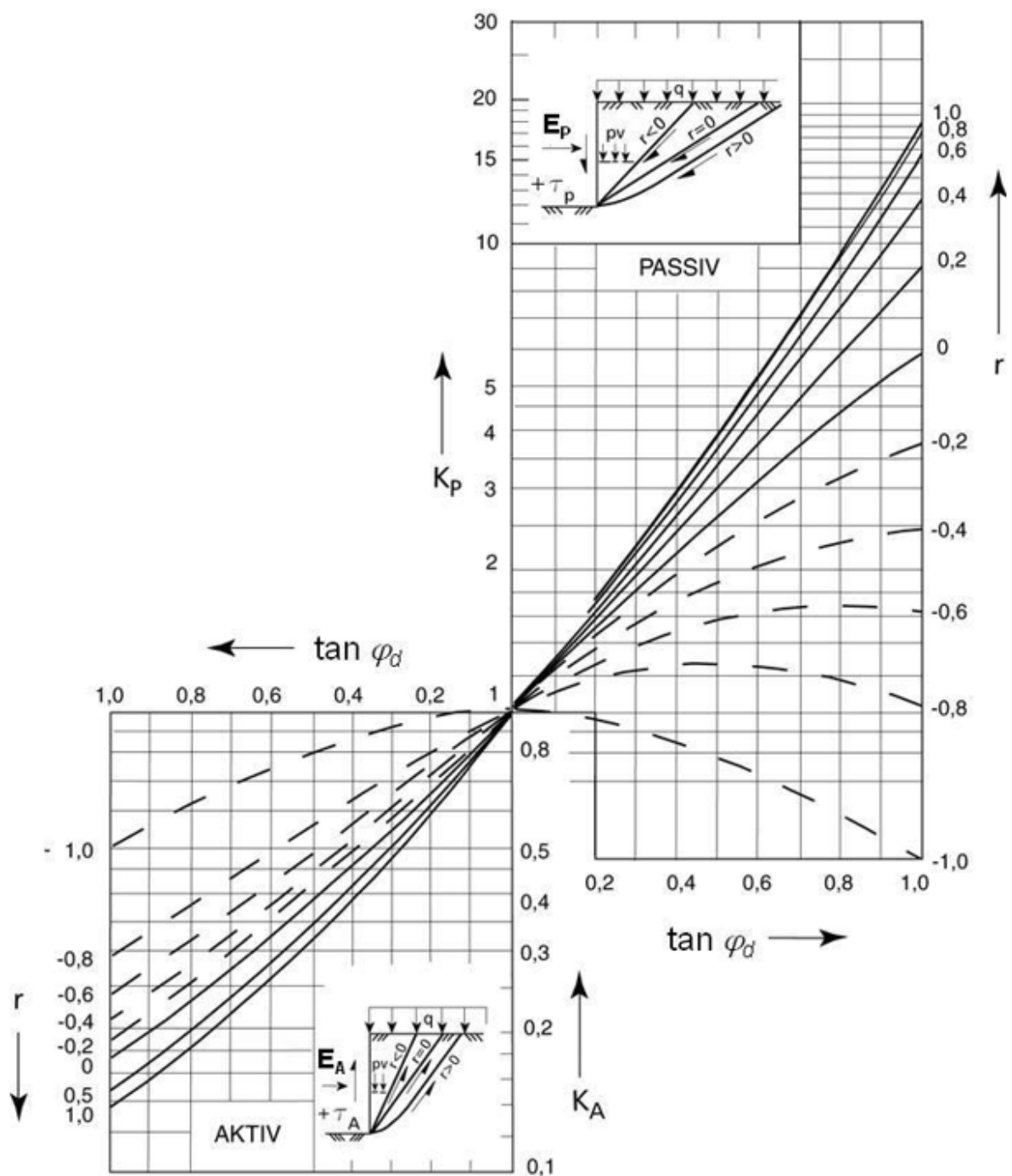
$$\tau_A = r \cdot \tan\varphi_d \cdot (p_A' + a) \quad (6.2.1—5)$$

Ved passiv tilstand er jordtrykkskomponentene gitt ved:

$$p_p' + a = K_p \cdot (p_v' + a) \quad (6.2.1—6)$$

Hvor p_v' finnes ved [formel \(6.2.1—4\)](#).

$$\tau_p = r \cdot \tan\varphi_d \cdot (p_p' + a) \quad (6.2.1—7)$$



Figur 6.2.1—1 — Effektivspenningsanalyse – jordtrykkskoeffisienter ved horisontalt terreng (etter Grande [155])

6.2.2 Hellende terreng

Ved hellende terreng er jordtrykkskomponentene for aktiv tilstand gitt ved hjelpefaktoren ω_A basert på Prandtl-sone og grad av mobilisering for skråningshelning, s :

$$p_A' + a = K_{\beta A} \cdot (p_v' + a) + \frac{s}{s - \omega_A} \cdot a \quad (6.2.2—1)$$

Hvor p_v' finnes ved [formel \(6.2.1—4\)](#) og τ_A finnes ved [formel \(6.2.1—5\)](#) der:

$$s = \frac{\tan\beta}{\tan\varphi_d} \quad (6.2.2—2)$$

Terrenghelning i aktiv jordtrykksone over muren forutsetter $\tan\beta < \tan\varphi_d$ der β er terrenghelning bak muren og φ_d er dimensjonerende friksjonsvinkel i massene ovenfor muren.

$$\omega_A = \frac{\tan\vartheta_A}{\tan\varphi_d} = 1 + \frac{1}{\sin\varphi_d} \cdot \sqrt{\frac{1-s}{1+r}} = 1 + \frac{1}{\tan\varphi_d} \cdot \sqrt{\frac{(1+\tan^2\varphi_d) \cdot (1-s)}{1+r}} \quad (6.2.2—3)$$

Jordtrykkskoeffisienten $K_{\beta A}$ tas ut fra [figur 6.2.2—1](#). der:

$$t = (1+r) \cdot (1-s) \quad \text{og} \quad 0 < t < 4$$

For passiv tilstand er jordtrykkskomponentene ved hellende terreng gitt ved:

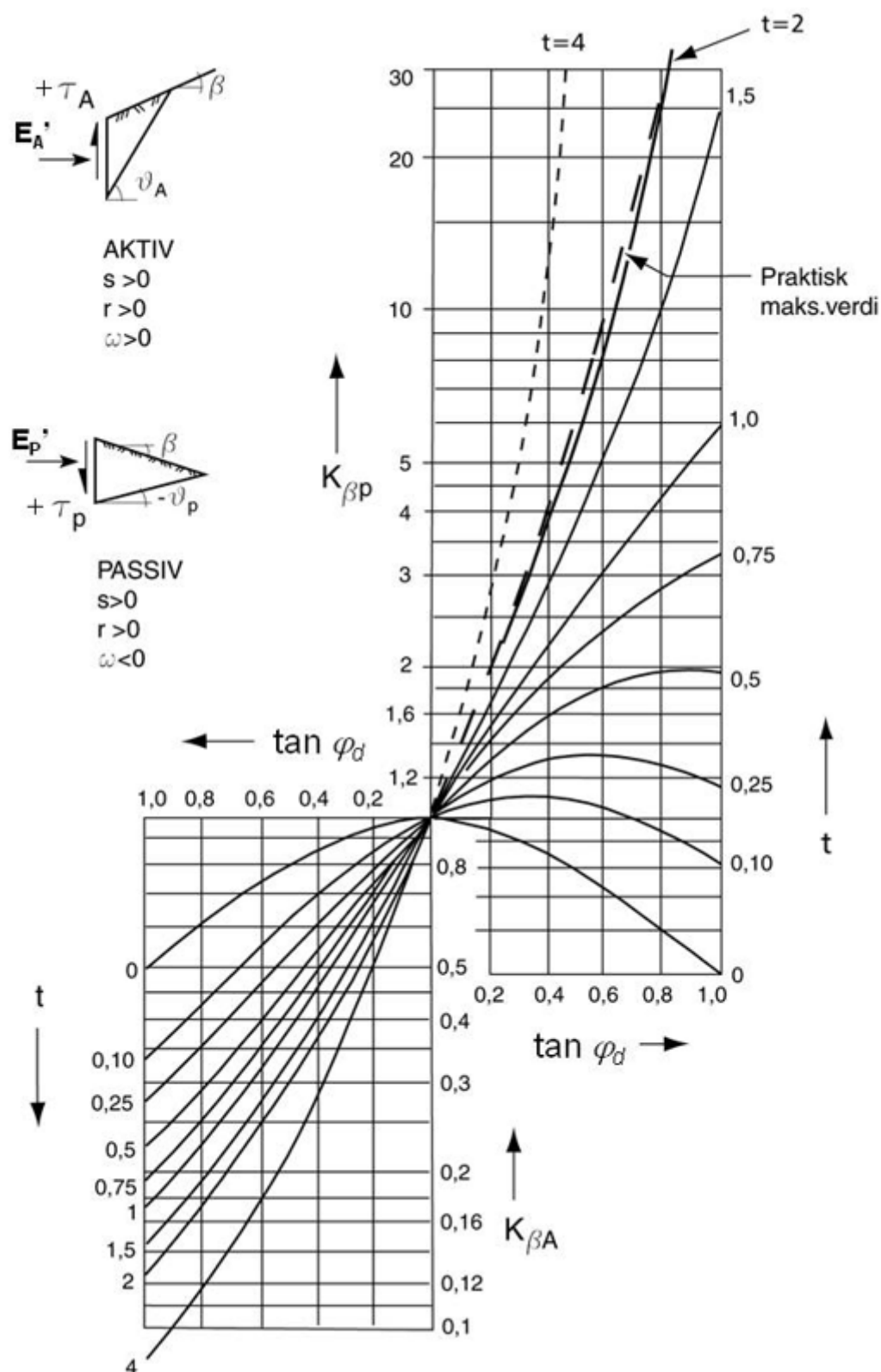
$$p_p' + a = K_{\beta p} \cdot (p_v' + a) + \frac{s}{s - \omega_p} \cdot a \quad (6.2.2—4)$$

Hvor p_v' finnes ved [formel \(6.2.1—4\)](#), τ_p finnes ved [formel \(6.2.1—7\)](#) og s finnes ved [formel \(6.2.2—2\)](#).

$$\omega_p = \frac{\tan\vartheta_p}{\tan\varphi_d} = 1 - \frac{1}{\sin\varphi_d} \cdot \sqrt{\frac{1-s}{1+r}} = 1 - \frac{1}{\tan\varphi_d} \cdot \sqrt{\frac{(1+\tan^2\varphi_d) \cdot (1-s)}{1+r}} \quad (6.2.2—5)$$

Jordtrykkskoeffisienten $K_{\beta p}$ tas ut fra [figur 6.2.2—1](#). der:

$$t = (1+r) \cdot (1-s) \quad \text{og} \quad 0 < t < 4$$



Figur 6.2.2—1 — Effektivspenningsanalyse – jordtrykkskoeffisienter ved hellende terreng og plane skjærflater (etter Grande [155])

I figur 6.2.2—1 regnes β som positiv for aktivt jordtrykk når terrenget stiger bak konstruksjonen og som positiv for passivt jordtrykk når terrenget bak konstruksjonen heller nedover. Tilsvarende fortegnsgjelder for vinkelen ϑ og i figuren for passivt jordtrykk er derfor vist med negativt fortegn.

Ved liten (tilnærmet horisontal) terrenghelning for skråningen bak konstruksjonen kan man se at jordtrykkskoeffisientene ikke er helt sammenfallende med de som framkommer av [figur 6.2.1—1](#) for horisontalt terreng. Dette skyldes forskjeller i bruddfigurene som danner grunnlag for diagrammene. Brukeren gjør en skjønnsmessig vurdering i slike tilfeller.

6.2.3 Jordtrykk mot hellende vegg (skrå jordfront)

For vertikal vegg er jordtrykkskoeffisienten lik K_A , og tas ut av diagrammene på [figur 6.2.1—1](#) og/eller [figur 6.2.2—1](#).

Dersom veggens har en helning δ , se [figur 6.2.3—1](#), vil korrigert jordtrykkskoeffisient $K_{A, \text{korrt}}$ tilnærmet være:

$$K_{A, \text{korrt}} = K_{\delta} \cdot K_A \quad (6.2.3—1)$$

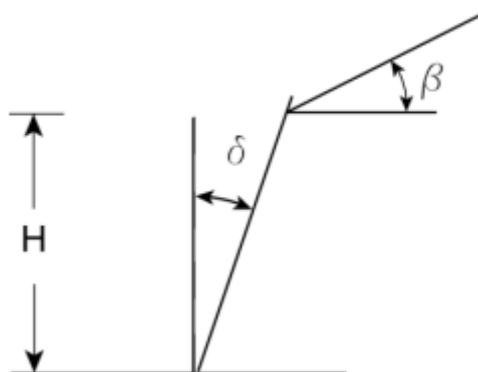
Der:

$$K_{\delta} = \frac{\cos^2(\delta + \varphi_d)}{\cos^3 \delta \cdot \cos^2 \varphi_d} \quad (6.2.3—2)$$

Begrensninger:

$$0 \leq \varphi_d \leq 40^\circ$$

$$0 \leq \delta \leq 40^\circ$$



Figur 6.2.3—1 — Jordtrykk mot hellende vegg

Jordtrykk mot hellende vegg, som vist her, gjelder bare for effektivspenningsanalyse.

6.3 Totalspenningsanalyse

6.3.1 Horisontalt terreng

Udrenert skjærfasthet = c_u

Mobilisert udrenert skjærfasthet er = τ_c

$$\tau_c = f \cdot c_u \quad (6.3.1—1)$$

eller

$$\tau_c = \frac{c_u}{\gamma_M} \quad (6.3.1-2)$$

Opprinnelig er jordtrykk på totalspenningsbasis utviklet for en midlere skjærfasthet i jorda. Det kan også skilles mellom skjærfasthet i aktiv og passiv sone (anisotropi) med utgangspunkt i ADP-prinsippet (Knudsen, Nerland og Eggen [\[156\]](#)).

Mobiliseringsgraden (f) benyttes ved beregning av jordtrykk der det vil kunne være at det mobiliseres mindre del av skjærfastheten i det faktiske tilfellet enn det som tilsvarer γ_M (se [kapittel 10](#) for støttemurer og landkar)

Ved aktivt jordtrykk er jordtrykkskomponentene:

$$P_A = q + \gamma \cdot z - K_\tau \cdot \tau_c \quad (6.3.1-3)$$

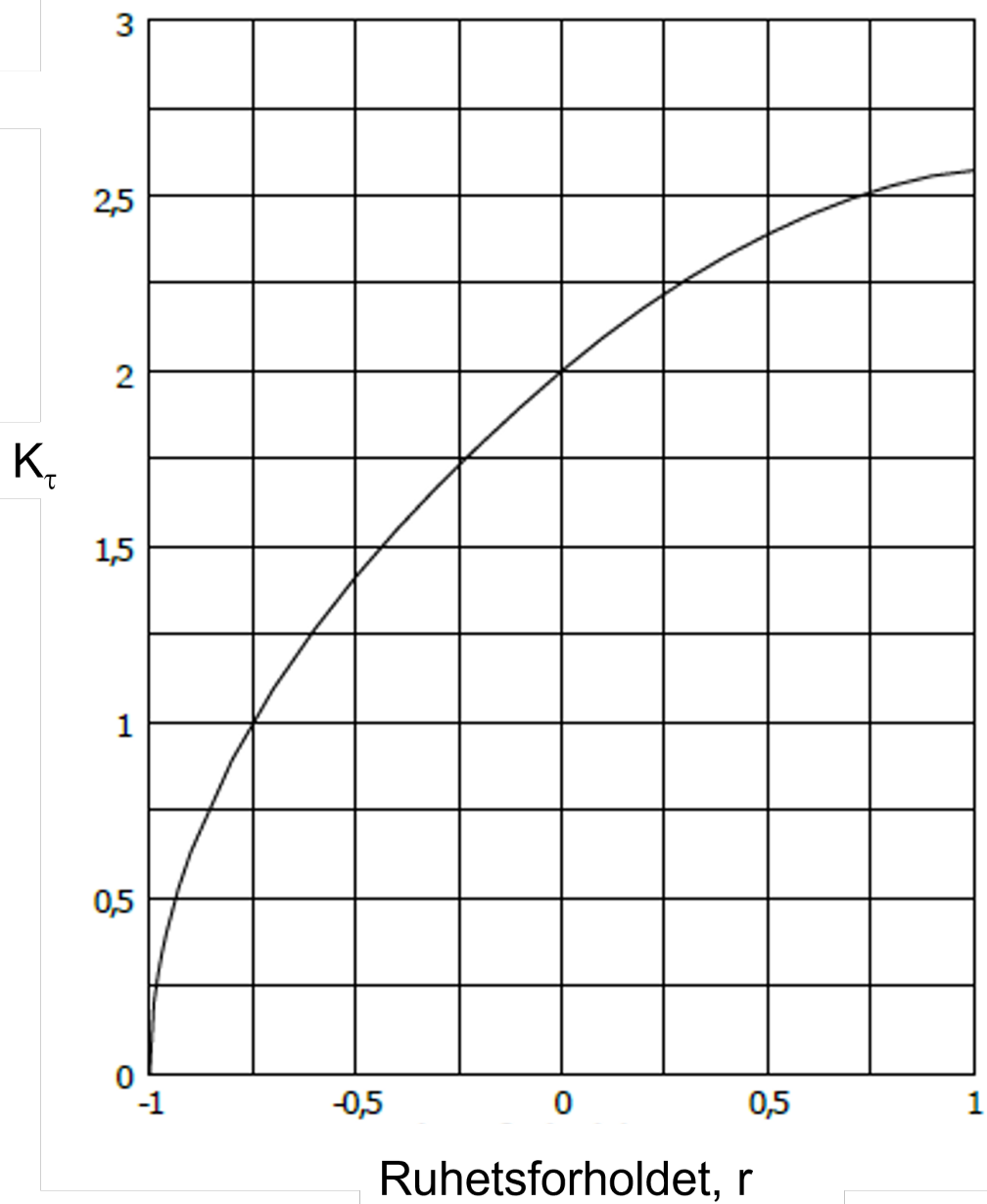
$$\tau_A = r \cdot \tau_c \quad (6.3.1-4)$$

Ved passivt jordtrykk er jordtrykkskomponentene:

$$P_p = q + \gamma \cdot z + K_\tau \cdot \tau_c \quad (6.3.1-5)$$

$$\tau_p = r \cdot \tau_c \quad (6.3.1-6)$$

Jordtrykkskoeffisienten K_τ tas ut av diagram på [figur 6.3.1-1](#). For hellende terreng vises det til forklaring under [kapittel 6.3.2](#).



Figur 6.3.1—1 — Totalspenningsanalyse, jordtrykkskoeffisienten K_τ (etter NTNU [150])

6.3.2 Hellende terreng

Ved aktiv tilstand kan jordtrykkskomponentene uttrykkes som:

$$P_A = K_{q\gamma}(q + \gamma \cdot z) - K_\tau \cdot \tau_c \quad (6.3.2—1)$$

Hvor τ_A finnes ved [formel \(6.3.1—4\)](#).

Tilsvarende uttrykkes jordtrykkskomponentene for passiv tilstand ved:

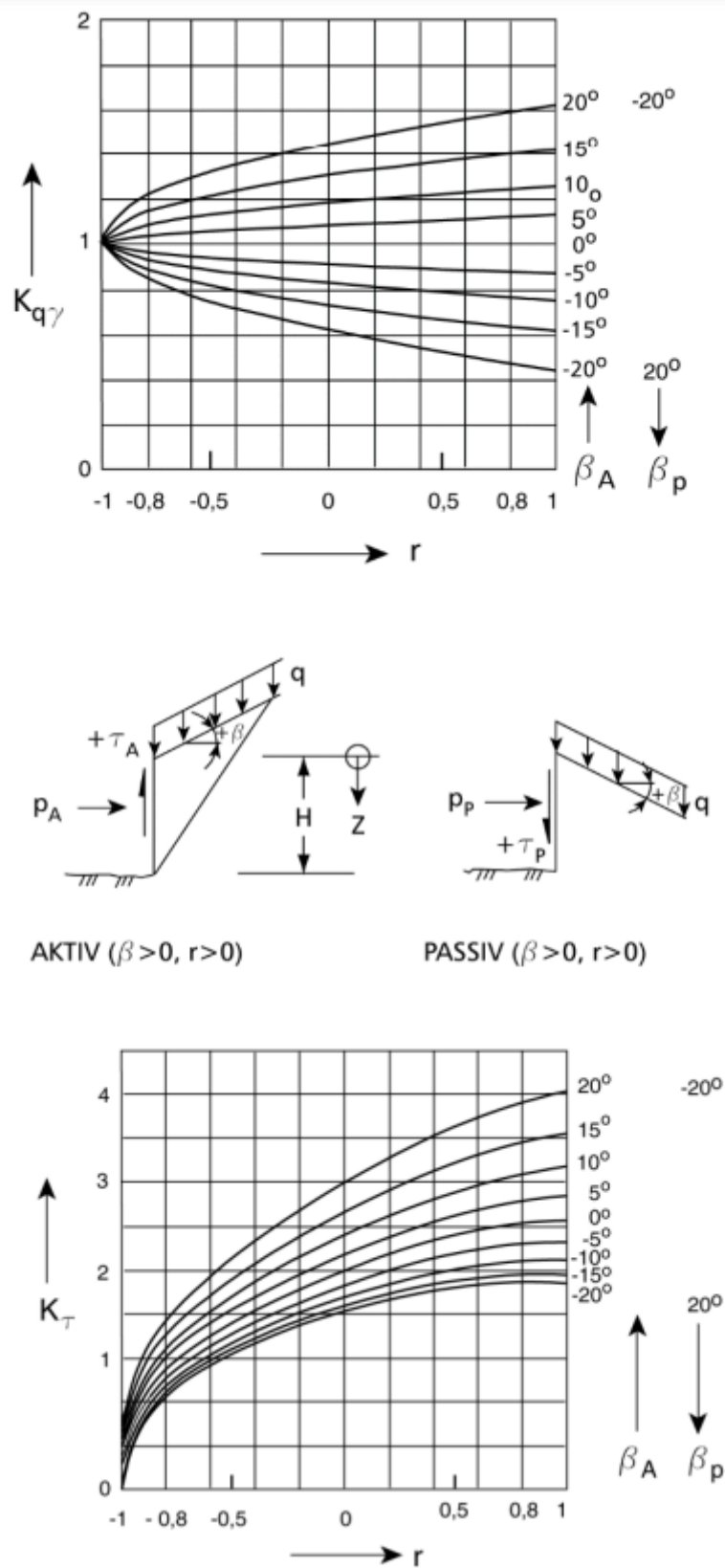
$$P_p = K_{q\gamma}(q + \gamma \cdot z) + K_\tau \cdot \tau_c \quad (6.3.2—2)$$

Hvor τ_p finnes ved [formel \(6.3.1—6\)](#).

Jordtrykkskoeffisienten $K_{q\gamma}$ og koeffisienten K_τ tas ut av diagram i [figur 6.3.2—1](#). Ved bruk av diagrammene gjelder følgende begrensninger for hellende terreng:

For $|15^\circ| < \beta \leq |20^\circ|$ forutsettes $\xi \leq 2,0$ og for $\beta \leq |15^\circ|$ forutsettes $\xi \leq 2,5$ og:

$$\xi = \frac{q}{\tau_c \cdot \cos\beta} + \frac{\gamma \cdot H}{2\tau_c} \quad (6.3.2—3)$$



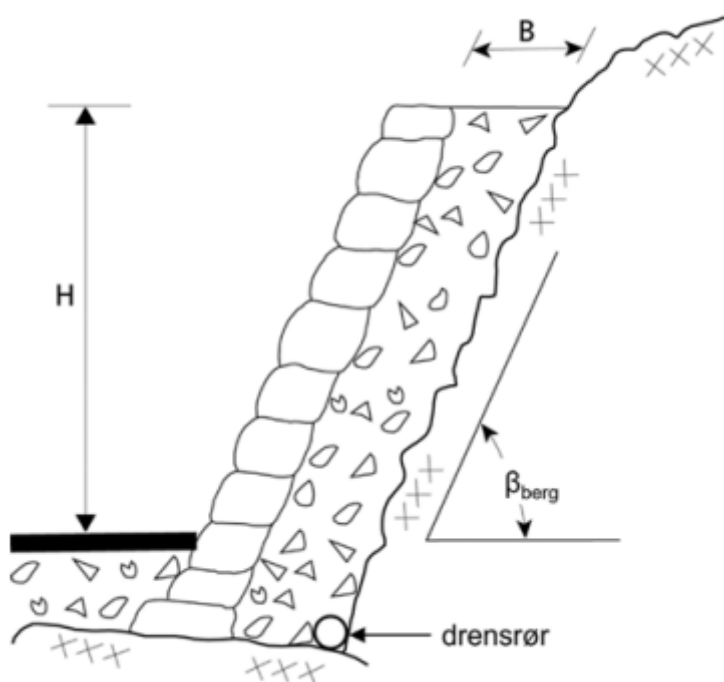
Figur 6.3.2—1 — Totalspenningsanalyse, jordtrykkskoeffisientene $K_{q\gamma}$ og K_T

6.4 Andre forhold

6.4.1 Støttemur mot berg

Avsnittet omhandler støttemur mot berg der avstanden mellom berg og mur (B) er liten i forhold til høyden av muren (H), se [figur 6.4.1—1](#). Dersom man fyller friksjonsmasser med god permeabilitet inn mot berg bak muren, og sørger for god drenering, vil dette kunne berettige til spesiell dimensjonering på samme måte som ved silotrykk. Det er i det følgende vist en overslagsmetode for beregning av dette trykket. Det er verdt å merke seg at "silotrykket" er nedre grense for beregning av jordtrykk mot en mur, og at en derfor bruker betraktningen med varsomhet. Se også omtale av silotrykk i [kapittel 9](#).

Forutsetningen er at massene legges med jevn, men ikke for sterk komprimering, mens støtteveggen oppføres. Komprimeringen foretas med lett utstyr. Det forutsettes videre at det ikke bygger seg opp vanntrykk bak en slik mur.



Figur 6.4.1—1 — Støttemur mot berg

Dersom en regner med et jevnt fordelt horisontaltrykk mot muren samt reduksjonsfaktor for helning av muren vil aktivt jordtrykk være:

$$P_A = \frac{\gamma \cdot B \cdot \gamma_M}{(r_1 + r_2) \cdot \tan \varphi} \cdot \left(1 - \frac{r_2 \cdot \tan \varphi}{\gamma_M \cdot \tan \beta}\right) \quad (6.4.1—1)$$

MERKNAD hvor

r_1 = ruhet mot mur

r_2 = ruhet mot bergvegg

φ = friksjonsvinkel

Formlene gjelder innenfor følgende begrensninger:

$B/H \leq 1/5$, $B \leq 1$ m og $H \leq 6$ m

Alternativt til å regne med jevnt fordelt horisontaltrykk mot muren vil aktivt jordtrykk kunne benyttes til den dybde der dette er mindre enn trykk beregnet som "silotrykk".

6.4.2 Jordtrykk ved komprimering

Komprimering av massene inntil en konstruksjon vil gi økte horisontalspenninger mot konstruksjonen.

Det er viktig at bakfyllmasser komprimeres jevnt og med utstyr som er tilpasset situasjonen.

Se nærmere omtale i [kapittel 9](#).

6.4.3 Hviletrykk (K_0)

Hviletrykket er horisontaltrykket i jorda in situ eller mot en vertikal konstruksjon der det ikke er horisontalforskyvning, dvs. hviletrykkstilstanden er en tilstand som vist på [figur 6.1—1](#).

Hviletrykket i jorda vil være avhengig av jordas forbelastningsnivå. I en naturlig skråning vil hviletrykket i bunn av skråningen kunne være større enn ved skråningstopp.

I Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) angis at K_0 kan bestemmes med følgende formel for horisontalt terreng:

$$K_0 = (1 - \sin\phi') \cdot \sqrt{OCR} \quad (6.4.3—1)$$

med forbehold om at formelen ikke bør benyttes for svært høye verdier av OCR.

For skrånende terreng med helningsvinkel $\beta \leq \phi'$ i forhold til horisontalen, vil horisontalkomponenten av jordtrykket $\sigma'_{h,0}$ kunne relateres til det effektive overlagingstrykket q' ved forholdstallet $K_{0;\beta}$, der:

$$K_{0;\beta} = K_0 \cdot (1 + \sin\beta) \quad (6.4.3—2)$$

og retningen av jordtrykksresultanten antas å være parallell med terrengoverflaten.

Der bakfyllmassene komprimeres er hviletrykket bestemt av komprimeringen. Det tas hensyn til dette ved bestemmelse av K_0 . For komprimering og bruk av partialfaktorer vises det til [kapittel 9](#).

6.5 Symbolliste

Tabell 6.5—1

Symbol	Forklaring
a	Attraksjon
B	Bredde
β	Terrenghelning/skråningshelning
c_u	Udrenert skjærstyrke
δ	Helning på vegg eller mur
δ_A	Aktiv deformasjon
δ_P	Passiv deformasjon
E_A	Resulterende lastvirkning fra aktivt jordtrykk
E_P	Resulterende lastvirkning fra passivt jordtrykk
f	Mobiliseringsgrad
φ	Friksjonsvinkel
φ_d	Dimensjonerende friksjonsvinkel
γ	Tyngdetetthet
$\bar{\gamma}$	Midlere tyngdetetthet
γ_F	Lastfaktor
γ_M	Materialkoeffisient
H	Høyde
K_A	Aktiv jordtrykkskoeffisient
K_0	Hviletrykkskoeffisient
$K_{0;\beta}$	Hviletrykkskoeffisient støttet terrengoverflate med helning β
$K_{A, \text{ korr}}$	Korrigert jordtrykkskoeffisient for hellende vegg
$K_{\beta A}$	Aktiv jordtrykkskoeffisient ved hellende terreng
$K_{\beta P}$	Passiv jordtrykkskoeffisient ved hellende terreng
K_δ	Korreksjonsfaktor hellende vegg
K_P	Passiv jordtrykkskoeffisient
$K_{q\gamma}$	Jordtrykkskoeffisient
K_T	Jordtrykkskoeffisient (totalspenningsanalyse)
OCR	Overkonsolideringsgrad
ω_A	hjelpefaktor
ω_P	hjelpefaktor
p_A	Aktivt jordtrykk
p_P	Passivt jordtrykk
p_V	Vertikalt overlagingstrykk
q	Ytre laster
r	Ruhet
r_1	Ruhet mot mur
r_2	Ruhet mot bergvegg
φ_d	Mobilisert friksjonsvinkel

Tabell 6.5—1 (fortsettelse)

Symbol	Forklaring
s	Grad av mobilisering for skråningshelning
t	hjelpfaktor
T_A	Skjærspenning ved aktivt jordtrykk
T_c	Mobilisert udrenert skjærfasthet
T_P	Skjærspenning ved passivt jordtrykk
z	Dybde
ξ	hjelpfaktor
ϑ_A	Bruddplanets vinkel med horisontalplanet ved aktivt brudd
ϑ_P	Bruddplanets vinkel med horisontalplanet ved passivt brudd

7 Bæreevne

7.1 Innledning

Dette et omhandler beregningsgang for bæreevne. Anvendelse på landkar, støttemurer og andre fundamenter er behandlet i [kapittel 10](#) i denne veiledningen og i vegnormal [N400:2025 \[9\]](#). For valg av jordparametre og partialfaktorer henvises det henholdsvis til [kapittel 3](#) i denne veiledningen og vegnormal [N200:2024, 1.4.2 \[1\]](#).

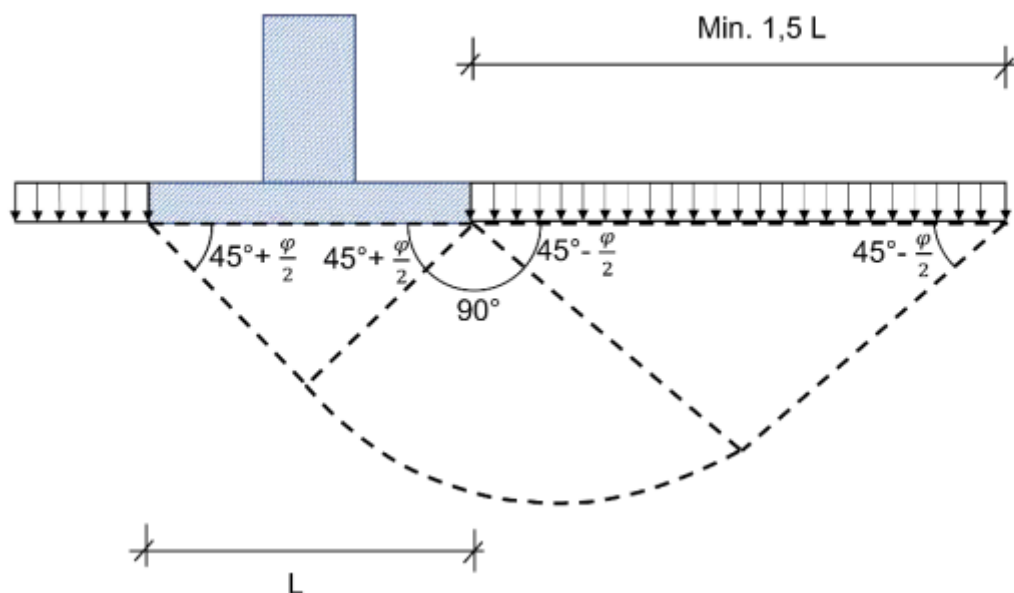
Før bæreevneberegningen utføres, avklares grunnlaget for beregningen: Er det effektivspenningsanalyse ([kapittel 7.2](#)) eller totalspenningsanalyse ([kapittel 7.3](#))? Videre avklares geotekniske parametere (fasthetsparametere, grunnvannstand osv.), ruhetsforhold, ytre laster samt partialfaktorer for laster og materialstyrke. Grunnen innenfor fundamentets influensområde forutsettes å ha tilnærmet like egenskaper, jf. [Figur 7.2.1—1](#).

Viktige forutsetninger som ivaretas ved sålefundamentering er listet opp i kapittel 6 i Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#).

7.2 Effektivspenningsanalyse – beregningsgang

7.2.1 Horisontalt terreng foran fundament

Det er i dette avsnittet vist beregningsgang for bæreevneberegning ved effektivspenningsanalyse. Det er vist beregningsgang for horisontalt terreng foran fundamentet, for hellende terreng foran fundament vises det til [kapittel 7.2.2](#).



Figur 7.2.1—1 — Teoretisk bruddfigur. Prinsippskisse

- 1) Effektivspenningsparametere ($\tan \varphi$, a) og grunnvannstand bestemmes, se [kapittel 3](#) i denne veiledningen.

Vanligvis forutsettes grunnvannstand å være ved underkant fundament. Ved lavere grunnvannstand vurderes tyngdetetthet ut ifra hvor stor andel av bruddfiguren som ligger tørt.

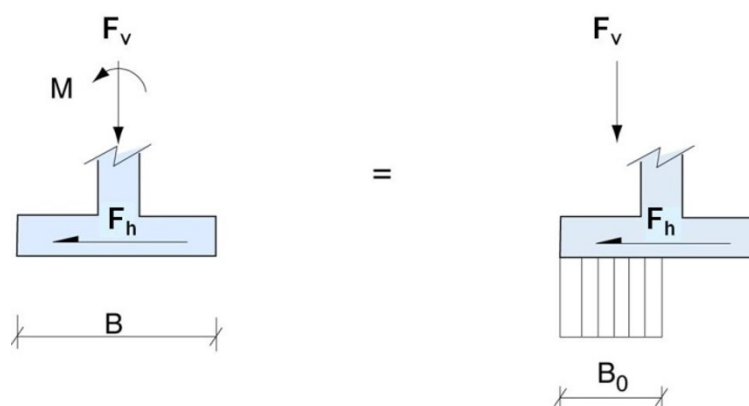
- 2) Krav til partialfaktor (γ_M) bestemmes i henhold til vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.2—1 \[1\]](#). Dimensjonerende fasthet beregnes etter:

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M} \quad (7.2.1—1)$$

- 3) Ytre laster, dvs. vertikallast F_v og horisontallast F_h samt moment M bestemmes. Det medtas statiske langtidslaster (tyngde av konstruksjon) og kortvarige tilleggslaster (trafikk etc.). Partialfaktorer for lastvirkninger γ_F , bestemmes i henhold til Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) og Eurokode 0 [\[2\]](#) (se [kapittel 10](#) og vegnormal [N400:2025 \[9\]](#)).
- 4) Velg en fundamentbredde B og regn ut tilsvarende effektiv bredde B_0 etter følgende formel (se også [figur 7.2.1—2](#)):

$$B_0 = B - 2 \cdot \left| \frac{M}{F_v} \right| \quad (7.2.1—2)$$

Dersom det ikke er noe moment, er: $B_0 = B$



Figur 7.2.1—2 — Effektiv sålebredde B_0

- 5) Vertikaltrykket under sålen antas tilnærmet jevnt fordelt som vist på [figur 7.2.1—2](#). Midlere vertikaltrykk mot grunnen ved underkant såle bestemmes etter:

$$\overline{q_v} = \frac{F_v}{B_0} \quad (7.2.1—3)$$

- 6) Andel dimensjonerende skjærfasthet som er mobilisert horisontalt under fundamentet, dvs. ruheten r_b beregnes etter:

$$r_b = \frac{\overline{\tau_h}}{(\overline{q_v} + a) \cdot \tan\varphi_d} = \frac{F_h/B_0}{(\overline{q_v} + a) \cdot \tan\varphi_d} \quad (7.2.1—4)$$

a = attraksjon for masser under såle

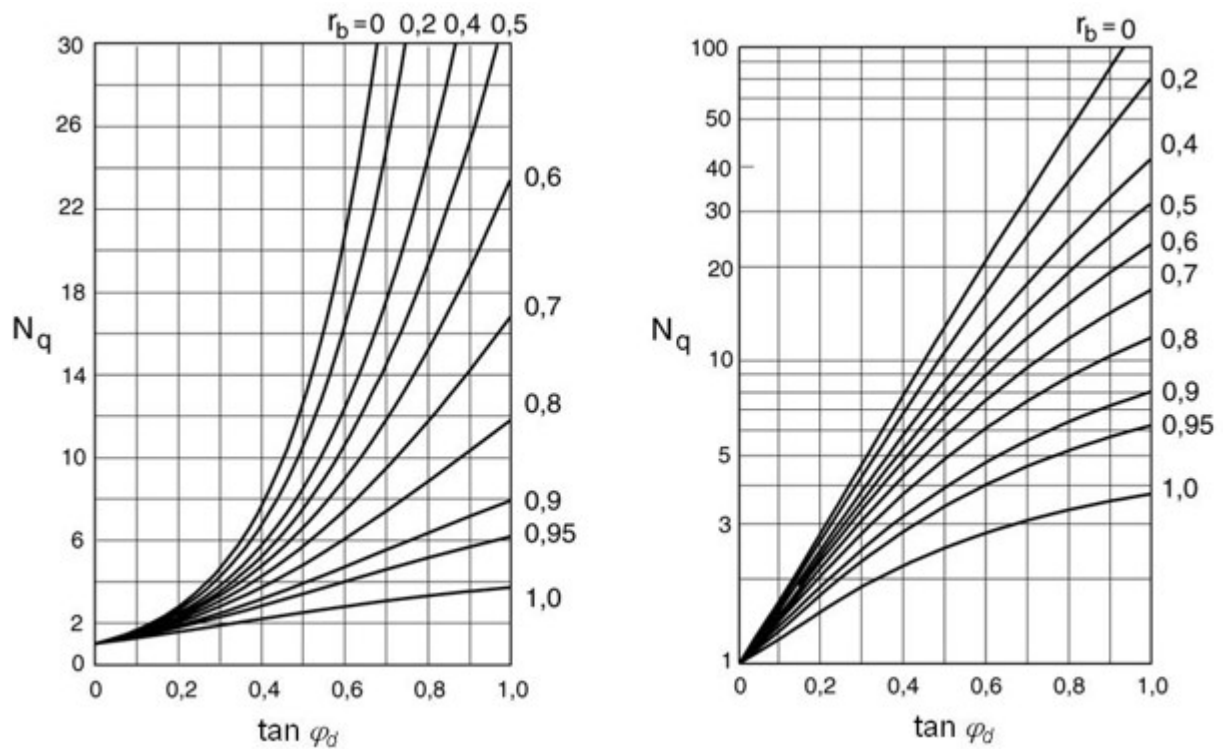
For maksimalverdi for ruhet r_b ved dimensjonering av støttemurer og landkar vises det til krav gitt for støttekonstruksjoner og sålefundamenter i vegnormal [N400:2025, Krav 7.2.1—4 \[9\]](#), sammenfattet i [tabell 7.2.1—1](#). For glatte prefabrikkerte fundamenter og støttemurelementer anbefaler Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) at friksjonen reduseres og at man ser bort fra eventuell effektiv kohesjon.

Tabell 7.2.1—1 — Krav til ruhet ved dimensjonering av støttemurer og landkar

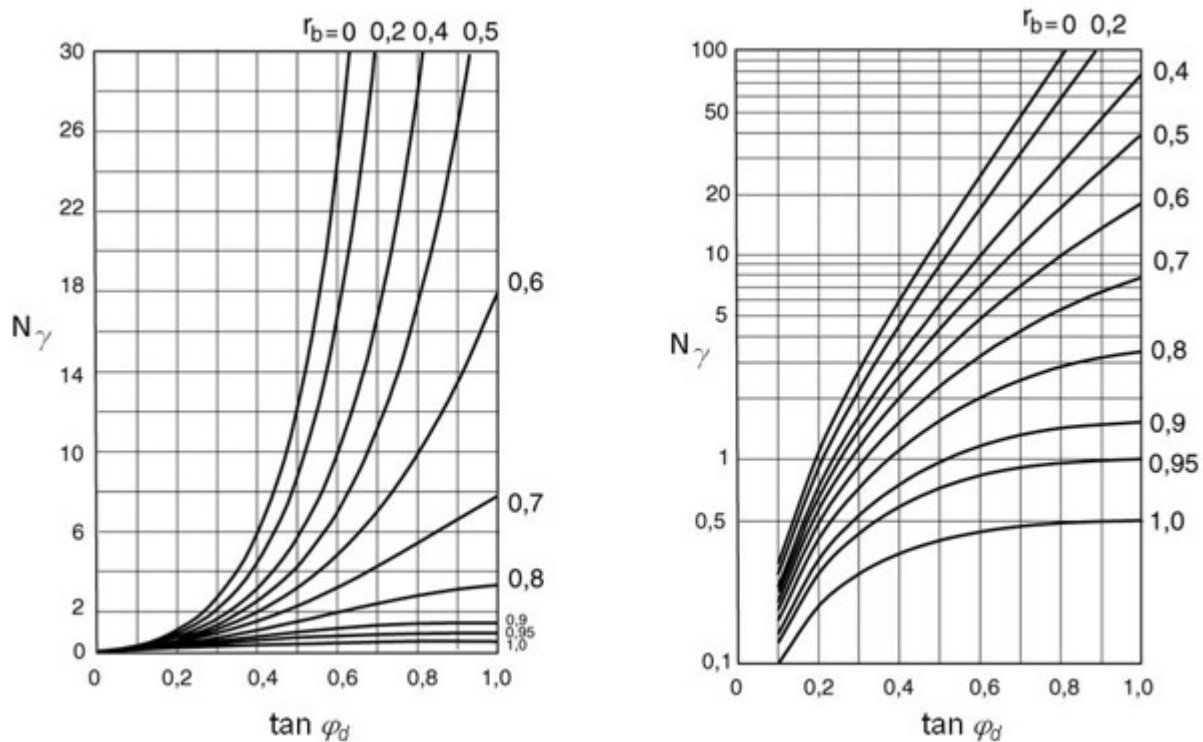
Horisontalt terreng foran støttemur og landkar		Skrått terreng foran støttemur og landkar	
ruhet r_b	materiale under såle	ruhet r_b	materiale under såle
$\leq 0,9$	sand, grus og sprengstein	$\leq 0,8$	grus og sprengstein
$\leq 0,8$	leire og silt *	$\leq 0,7$	leire, silt og sand*

*Det forutsettes at leire/silt er uforstyrret, drenert og ikke frossen, slik at fundamentet ikke kan gli på underlaget.

1) Bæreevnefaktorene N_q og N_γ tas ut fra [figur 7.2.1—3](#) og [figur 7.2.1—4](#).



Figur 7.2.1—3 — Bæreevnefaktor N_q vist med lineær og med logaritmisk skala. (etter Janbu et al. [\[157\]](#))



Figur 7.2.1—4 — Bæreevnefaktor N_γ vist med lineær og med logaritmisk skala. (etter Janbu et al. [157])

- 1) Midlere vertikal bæreevne ($\overline{\sigma_v}$) beregnes etter formelen:

$$\overline{\sigma_v} = N_q \cdot (p' + a) + 1/2 \cdot N_\gamma \cdot \gamma'_{under} \cdot B_0 - a \quad (7.2.1—5)$$

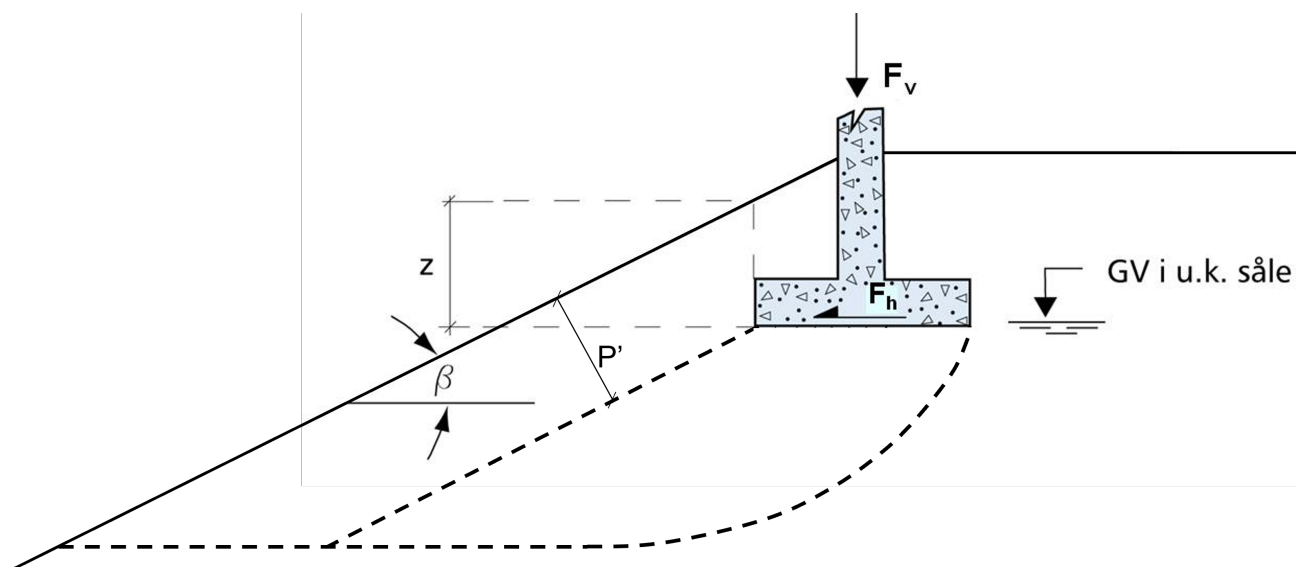
der:

$p' = \gamma'_{over} \cdot z$ vertikalt effektivt overlagingstrykk ved underkant såle, midlet over utstrekningen av bruddfiguren (det vurderes om massene foran fundamentet midlertidig vil kunne bli fjernet), hvor

γ'_{over}	= effektiv tyngdetetthet av massene over sålenivå;
γ'_{under}	= midlere effektiv tyngdetetthet under såle i dybde inntil 1,5 ganger B_0

- 1) Beregnet midlere vertikal bæreevne ($\overline{\sigma_v}$) sammenholdes med midlere vertikaltrykk ($\overline{q_v}$) beregnet etter punkt 5). Dersom $\overline{\sigma_v} \geq \overline{q_v}$ ikke er oppfylt velges ny bredde B (B_0) og beregningen gjentas.

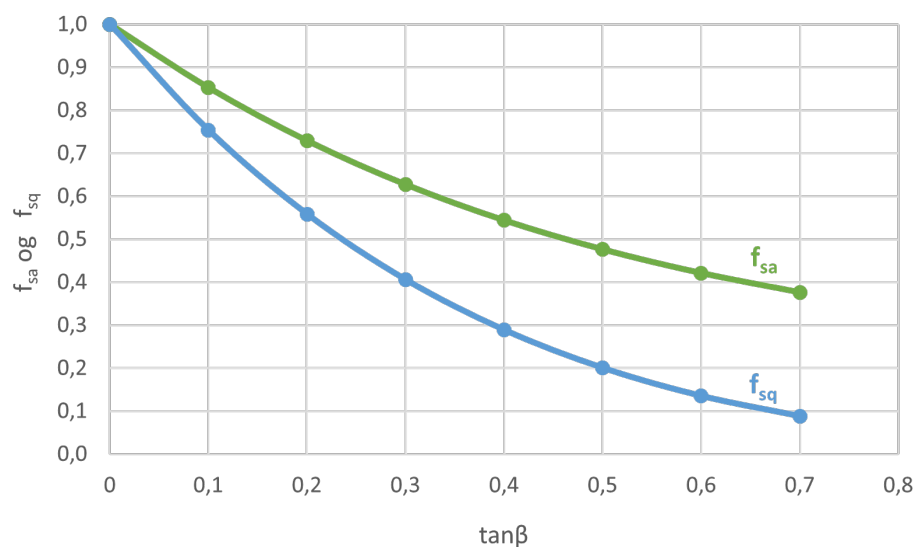
7.2.2 Hellende terreng foran fundament



Figur 7.2.2—1 — Fundament i hellende terreng, effektivspenningsanalyse (Modifisert etter Døssland. [158])

Beregning av bæreevne for fundament i hellende terreng, som vist på [figur 7.2.2—1](#) er i hovedtrekk tilsvarende som for horisontalt terreng. I det følgende er derfor kun punkter der beregningen avviker tatt med. De anbefalte korreksjonsfaktorene er basert på arbeid publisert av Døssland [158].

- 1) Maksimalverdi for ruheten ved hellende terreng foran fundament er vist i [tabell 7.2.1—1](#).
- 2) I tillegg til bæreevnefaktorene N_q og N_γ bestemmes også reduksjonsfaktorene for hellende terreng, f_{sa} og f_{sq} . Disse kan tas ut fra diagrammet vist i [figur 7.2.2—2](#) eller beregnes fra formler vist nedenfor. For f_{sq} kreves det at $\tan \beta < 0,95 \tan \phi_d$. Verdiene for f_{sq} i [figur 7.2.2—2](#) samsvarer med formelen vist nedenfor, mens verdiene for f_{sa} er en tilnærming som er gjort uavhengig av $\tan \phi_d$ og ligger litt til konservativ side i forhold til nedenstående formel.



Figur 7.2.2—2 — Reduksjonsfaktorer f_{sa} og f_{sq} – bæreevne i hellende terreng (bearbeidet ut fra Døssland [158])

Formelen for f_{sq} i henhold til Døssland [158] er følgende:

$$f_{sq} = (1 - 0,55 \cdot \tan\beta)^5 \quad (7.2.2-1)$$

Den er gjort uavhengig av $\tan\varphi_d$ og innebærer en forenkling, men til konservativ side. Formelen for f_{sa} i henhold til Døssland [158] er følgende:

$$f_{sa} = e^{-2 \cdot \beta \tan\varphi_d} \quad (7.2.2-2)$$

hvor β angis i radianer og $\tan\varphi_d = \tan\varphi/\gamma_M$

Den viste kurven gjelder for $\tan\varphi_d = 0,8$. Lavere grad av mobilisering gir gunstigere reduksjonsfaktor. For annen verdi enn 0,8 kan [formel \(7.2.2-2\)](#) benyttes.

- 1) Midlere vertikal bæreevne ($\overline{\sigma}_v$) for hellende terreng foran fundament beregnes etter formelen:

$$\overline{\sigma}_v = f_{sq} \cdot (N_q \cdot p' + 1/2 \cdot N_\gamma \cdot \gamma'_{under} \cdot B_0) + (N_q \cdot f_{sa} - 1) \cdot a \quad (7.2.2-3)$$

der p' beregnes som angitt i 8) i [kapittel 7.2.1](#) ovenfor.

7.3 Totalspenningsanalyse – beregningsgang

Det er i det følgende vist beregningsgang (overslagsberegning) for bæreevneberegning ved totalspenningsanalyse.

- 1) Totalspenningsparameter c_u bestemmes. Grunnvannets beliggenhet kommer ikke inn under totalspenningsanalyse.
- 2) Krav til partialkoeffisient (γ_M) bestemmes i henhold til vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.2-1 \[1\]](#). Dimensjonerende styrke beregnes etter:

$$\tau_d = \frac{\tau_k}{\gamma_M} = \frac{c_u}{\gamma_M} \quad (7.3-1)$$

- 3) Ytre laster, dvs. vertikallast F_v og horisontallast F_h herunder partialfaktorer for lastvirkninger samt moment bestemmes.
- 4) Effektiv bredde B_0 beregnes etter følgende [formel \(7.2.1-2\)](#) for en valgt bredde av B :
Dersom det ikke er noe moment, er: $B_0 = B$
- 5) Midlere vertikaltrykk mot grunnen ved underkant såle bestemmes etter:

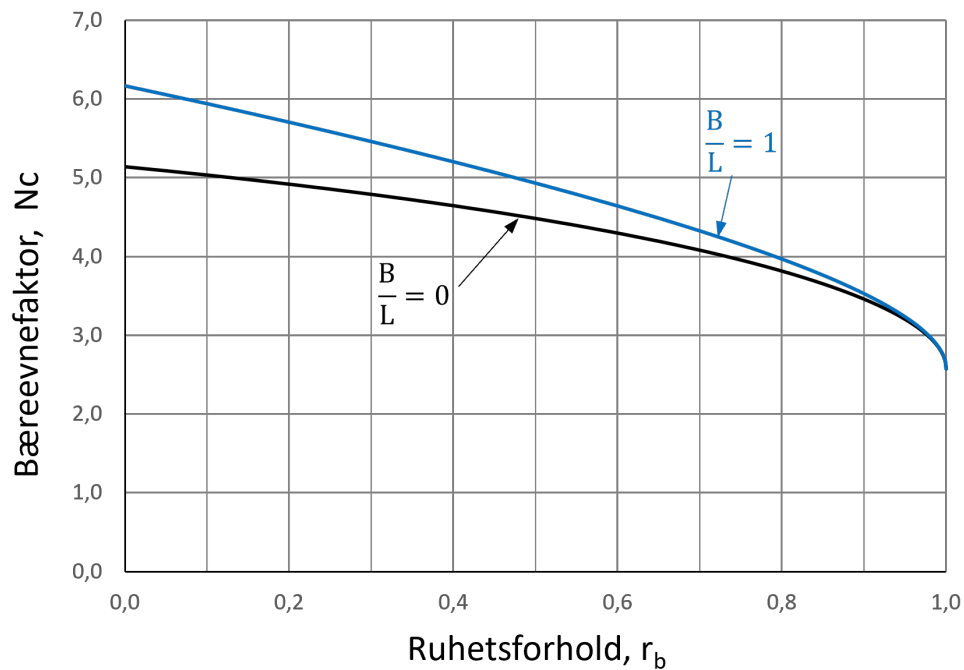
$$\overline{q}_v = \frac{F_v}{B_0} \quad (7.3-2)$$

- 1) Ruheten r_b uttrykker mobilisert andel av skjærfasthet horisontalt i fundamentfugen, og beregnes etter følgende formel:

$$r_b = \frac{F_h}{B_0 \cdot \tau_d} \quad (7.3-3)$$

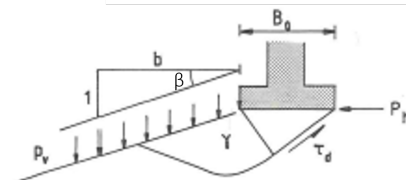
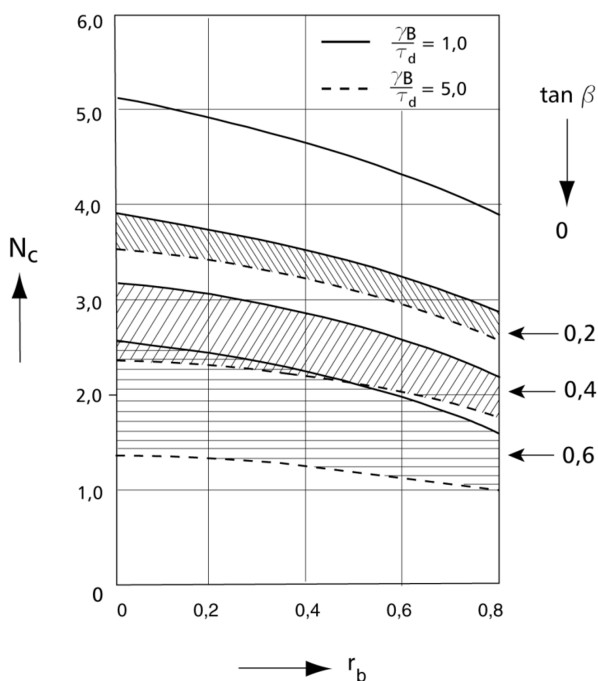
Begrensning i ruhet r_b for støttemurer og landkar med leire under såle vil være som vist i [tabell 7.2.1-1](#).

- 1) Bæreevnefaktor N_c for totalspenningsanalyse bestemmes ved hjelp av diagrammet vist på [figur 7.3-1](#) for horisontalt terreng foran fundamentet.



Figur 7.3—1 — Bæreevnefaktor N_c for totalspenningsanalyse – horisontalt terreng (Etter Grande et al. [159])

For hellende terreng foran fundament kan en benytte et forenklet diagram for overslagsberegning, der β er terrenghelning foran fundamentet, se [figur 7.3—2](#). Diagrammet gjelder for $\frac{B}{L} = 0$, videre gjelder diagrammet for $p_v/\tau_d = 1,0$. Verdiene ligger på den sikre siden for $p_v/\tau_d < 1,0$. Diagrammet kan ikke brukes når $p_v/\tau_d > 1,5$, er terrennglast foran fundamentet.



Figur 7.3—2 — Bæreevnefaktor N_c for hellende terreng foran fundament – forenklet diagram for overslagsberegning, gjelder for $B/L = 0$

2) Midlere vertikal bæreevne beregnes etter formelen:

$$\bar{\sigma}_v = N_c \cdot \tau_d + p_v \quad (7.3-4)$$

3) Beregnet midlere vertikal bæreevne ($\bar{\sigma}_v$) sammenholdes med midlere vertikaltrykk

($\bar{q}_v$) beregnet etter punkt 5). Dersom $\bar{\sigma}_v \geq \bar{q}_v$ ikke er oppfylt velges ny bredde B (B_0) og beregningen gjentas.

7.4 Fundamentering av landkar på steinfylling

Bæreevne for fundament på fyllingen og stabilitet av skråningen som følge av belastninger fra fundamentet er avhengig av skråningshelningen foran (og på sidene av) fundamentet. Tillatt belastning avtar betydelig etter hvert som skråningen blir brattere. Ifølge teorien blir tillatt såletrykk ut mot skråning 1:1,3 redusert til 10-20 % av bæreevnen for flatt terreng.

Det er observert at sprengsteinsfyllinger med naturlig skredvinkel, på land og i vann, har bedre stabilitet enn tradisjonelle beregningsmetoder viser. Bruddmekanismen i sprengsteinsfylling går mer på fastheten i steinmateriale og bruddflatens form i forhold til steinstørrelse.

Det forutsettes at sprengsteinsfyllinger over vann som danner fundamentet for brukar, utføres iht. krav i vegnormal [N200:2024, 1.13 \[1\]](#), og at de bygges opp av stein med god kvalitet, se veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#).

Når en fundamenterer brulandkar på steinfylling, forutsettes at konsekvensen for konstruksjonen er vurdert. Om fyllingen er egnet som byggegrunn er i høy grad avhengig av de krav som settes til konstruksjonen og hva brua og fundamentet kan tåle av setninger og bevegelser jf. vegnormal [N400:2025, 7.1.5 \[9\]](#). Totalstabiliteten av fylling og undergrunn forutsettes også å være ivaretatt. Når det gjelder fyllinger i sjø tas signifikant bølgehøyde og behov for sikring mot bølgeerosjon med i betraktning ved valg av skråningshelning ved fundamentet, jf. vegnormal [N200:2024, 1.14.2 \[1\]](#).

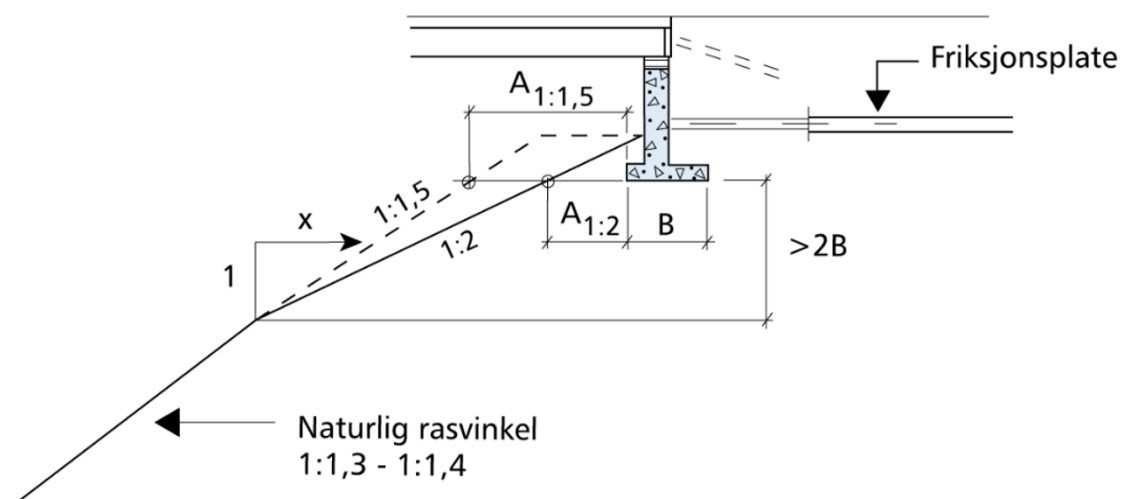
Beregningsmåten beskrevet i [kapittel 1](#) gjelder generelt, men beregningsgrunnlaget som er vist her i [kapittel 7.4](#) kan alternativt anvendes dersom forutsetningene er til stede.

Empirisk grunnlag for beregning av bæreevne, basert på ovenstående betraktninger og erfaringer er gitt i [figur 7.4-1](#) og [tabell 7.4-1](#). Merk angitt beregningsgrunnlag gjelder kun for fundamenter over vann hvor kontrollert utlegging og komprimering kan gjennomføres og ikke for fundamenter på steinfylling under vann.

$$\bar{\sigma}_v' = f_{ss} \cdot (N_q \cdot (p' + a) + 1/2 \cdot N_\gamma \cdot \gamma' \cdot B_0) - a \quad (7.4-1)$$

der:

f_{ss} = reduksjonsfaktor for sprengsteinsfylling som vist i [tabell 7.4-1](#).



Figur 7.4—1 — Fundament på steinfylling

Forutsetninger:

- grunnen under fyllinga har tilstrekkelig bæreevne
- velegnede fyllmasser av sprengt stein av god kvalitet. ($\tan\phi > 0,9$)
- tykkelse av fyllmasser under såle forutsettes å være $\geq 2B$
- god komprimering av fyllmassene
- tilstrekkelig erosjonssikring, spesiell bølgesikring
- setningsforhold vurderes mht. brutype

Tabell 7.4—1 — Fundamentering i steinfylling. Empirisk geometri / dimensjonering

Skråningshelning	$A_{\min}(\text{m})$	f_{ss}	Merknad
Fylling på land			
1:2	3	0,45	uten friksjonsplate
1:2	2	0,50	med friksjonsplate
1:1,5	3	0,25	uten friksjonsplate
1:1,5	2	0,30	med friksjonsplate
Fylling i sjø / vann			
1:2	3	0,35	uten friksjonsplate
1:2	2	0,45	med friksjonsplate
1:1,5	4	0,20	uten friksjonsplate
1:1,5	3	0,25	med friksjonsplate

For dimensjonering av friksjonsplate vises til [kapittel 10](#).

7.5 Bæreevne på lagdelt grunn

Ved beregning av bæreevne på lagdelt grunn vil som oftest det svakeste laget være dimensjonerende. Det er i det følgende sett på henholdsvis bæreevneberegning dersom en har et svakt lag over et sterkt lag og dersom en har et sterkt lag over et svakt lag. Dersom det er «uvanlig» geometri anbefales det å utføre en stabilitetsberegning med et lamellemetodeprogram eller et program basert på elementmetoden for å kontrollere stabiliteten.

7.5.1 Svakt lag over sterkt lag

Bæreevne beregnes som for homogen undergrunn (se [kapittel 7.2](#) for effektivspenningsanalyse og [kapittel 7.3](#) for totalspenningsanalyse), idet det benyttes fasthetsparametere for det svakeste laget. Dersom det svake laget har liten mektighet, vil dette gi en konservativ dimensjonering. Alternativt kan det beregnes med programvare som kan modellere en bruddfigur med sammensatt form i det bløte laget, eller det kan vurderes masseutskifting av det svake laget.

7.5.2 Sterkt lag over svakt lag

Kapasitet mot gjennomhullingsbrudd kontrolleres i henhold til Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#), for eksempel med et beregningsprogram basert på elementmetoden.

7.6 Fylling inntil konstruksjon

Partialfaktorene for påvirkninger og for materialer (γ_F og γ_M) i henhold til Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) tar hensyn til små variasjoner i geometriske data.

For vurdering av tyngde og virkning vil det blant annet være aktuelt å ta hensyn til toleranser for fylling inntil fundamentet, og eventuelt til mulige framtidige gravearbeider nær fundamentet.

7.7 Begrensninger i beregnet bæreevne

Beregningsmetodene angitt i ovenstående kapitler gir teoretisk tillatt bæreevne med de valgte fasthetsparametere og partialfaktorer. Det generelle kravet i henhold til vegnormal [N400:2025 \[9\]](#) er at:

Vertikal bæreevne er større enn vertikaltrykk $\bar{\sigma}_v \geq \bar{q}_v$, og at $r_b \leq 0,7-0,9$ avhengig av jordart og terrengforhold (helning) jf. vegnormal [N400:2025, Krav 7.2.1—4 \[9\]](#), gjengitt i [tabell 7.2.1—1](#).

I tillegg til beregning av bæreevne vurderes også setningsforholdene for å avgjøre om de setninger som lastene medfører, vil være akseptable for konstruksjonen. Det henvises her til [kapittel 8](#) i denne veiledningen og til vegnormal [N400:2025 \[9\]](#) for krav til setninger.

Den viste beregningsmetoden med rektangulær fordeling av mottrykket mot fundamentsålen er en forenkling. Dette gjelder også de tilfeller der det er momentbelastning på fundamentet og hvor effektiv sålebredde B_0 benyttes ved beregningene, se [figur 7.2.1—2](#).

Avhengig av fundamentsåls stivhet og grunnforhold vil den reelle trykkfordelingen under fundamentet kunne ha ulike former. Med horisontallast og momentbelastning i tillegg vil en stiv såle av armert betong kunne medføre høyere randspenninger enn de forenklete beregningsmetodene viser. For beregnet overført såletrykk ≥ 500 kPa anbefales derfor at spenningsforholdene under sålen vurderes nærmere med f.eks. et samvirkeprogram eller såletrykket begrenses ved en utvidelse av sålen. Vanligvis vil en mindre såleutvidelse for å redusere såletrykket ha beskjeden kostnadsmessig effekt.

7.8 Symbolliste

Tabell 7.8—1

Symbol	Forklaring
a	Attraksjon
a_d	Dimensjonerende verdi for geometriske data
a_{nom}	Nominell verdi for geometriske data
Δa	Endring i geometriske data, f.eks. for å ta hensyn til geometriske avvik
A	Horisontalavstand foran fundament
B	Fundamentbredde
B_0	Effektiv fundamentbredde
β	Helningsvinkel terreng
c_u	Udrenert skjærstyrke
F	Belastning (horisontalt og vertikalt)
f_{sa}	Reduksjonsfaktor
f_{sq}	Reduksjonsfaktor
φ	Friksjonsvinkel
Φ_d	Dimensjonerende friksjonsvinkel
γ	Tyngdetetthet
γ_F	Partialfaktor for lastvirkning
γ_M	Partialfaktor for materialfasthet
M	Momentbelastning
N_c	Bæreevnefaktor
N_q	Bæreevnefaktor
N_γ	Bæreevnefaktor
p'	Effektivt overlagingstrykk
p_v	Totalt overlagingstrykk
$\bar{q}_v$	Midlere vertikaltrykk
r_b	Ruhet
ρ	Mobilisert friksjonsvinkel
$\bar{\sigma}_v$	Midlere vertikal bæreevne
τ	Skjærspenning
z	Dybde

8 Setninger

8.1 Innledning

Størrelsen på deformasjoner anbefales vurdert der deformasjoner har betydning for prosjektet og dets funksjonalitet og skal oppfylle kravene i vegnormal [N200:2024, 1.5 \[1\]](#) og vegnormal [N400:2025, 7.1.5 \[9\]](#). Dette kapittelet omhandler grunnlaget for setningsberegninger i ulike materialer.

Deformasjoner i et materiale er generelt definert som en respons til en påført påkjenning som spenning, tid, temperatur og/eller kjemiske forandringer. For de vanligste geotekniske problemstillingene er det tilstrekkelig å fokusere på spenningsavhengige (endring i effektivspenninger) og tidsavhengige (kryp) deformasjoner, noe som også er grunnlaget for dette kapittelet. Deformasjoner som begrep beskriver bevegelser i både horisontal og vertikal retning. Vertikale deformasjoner i jord kalles vanligvis setninger.

De vanligste problemstillingene knyttet til setninger i vegprosjekter kommer fra utlegging av fyllinger og etter påføring av last på fundamenter. Det vil også kunne oppstå setninger på grunn av tilleggsstresser fra nye nærliggende konstruksjonselementer, som for eksempel nabofundamenter eller nye bygninger. Andre problemstillinger vil f.eks. kunne være grunnvannssenkning og reduksjon i poretrykk relatert til byggeaktiviteter, pumping av grunnvann eller drenerende lag i grunnen (overflatedrenasje eller uttapping av drenerende bunnlag inkl. punktering av artesiske lag). Se [kapittel 15](#) i denne veiledningen. Alle disse situasjonene øker effektivspenningene i jorda og opptrer vanligvis over en viss tid som innebærer setninger både som en funksjon av effektivspenninger og tid.

Uakseptable setninger i veg vil kunne føre til ulemper for trafikken. I slike tilfeller vil setninger kunne endre både tverrfall og vertikalkurvatur til veger slik at det går ut over trafiksikkerheten. I tillegg vil setninger også kunne påføre skader på overbygningen. Setninger vil føre til størst ulempe i overgang til faste konstruksjoner fundamentert til berg. Setningsdifferanser oppstår ofte som en følge av ujevn lastfordeling og/eller ujevne grunn- og fundamenteringsforhold. Dette vil kunne inntreffe både for enkeltfundamenter og mellom nabofundamenter innenfor samme konstruksjon. Det anbefales at setningsdifferanser alltid vurderes der det er relevant.

I vegnormal [N200:2024, 1.5 \[1\]](#) er det satt krav til setninger i lengde og tverretning av veger. Det er derfor viktig at jordmaterialenes egenskaper med hensyn på setninger undersøkes, slik at beregninger utføres og behov for tiltak vurderes i henhold til krav gitt i vegnormal [N200:2024, 1.5 \[1\]](#) og vegnormal [N400:2025, 7.1.5 \[9\]](#) for konstruksjoner. Setningsberegningene som er beskrevet i dette kapittelet gir grunnlag for å vurdere om forventede setninger ligger innenfor kravene eller om det er behov for setningsreduserende tiltak.

8.2 Prinsipper for setningsberegninger

I jord som påføres en ytre last vil det oppstå setninger forårsaket av forandring i effektivspenninger og tidsavhengige deformasjoner. Totalsetningene (δ_{tot}) består dermed av to bidrag som opptrer samtidig og som generelt defineres som:

$$\delta_{tot} = \delta_{\sigma'} + \delta_t \quad (8.2-1)$$

hvor:

$\delta_{\sigma'}$	er effektivspenningsavhengige deformasjoner (inkluderer elastiske og plastiske deformasjoner som er forårsaket av forandring i effektivspenninger). Videre i kapittelet refereres dette som spenningsavhengig deformasjon.
δ_t	er tidsavhengige deformasjoner (krypsetninger forårsaket av tid)

I tilfeller hvor det ikke er noen konsolideringsprosess (dissipasjon av poreovertrykk), vil den påførte belastningen konverteres til effektivspenninger med én gang. Dette betyr at de spenningsavhengige deformasjonene opptrer umiddelbart, mens de tidsavhengige deformasjonene utvikler seg over tid fra

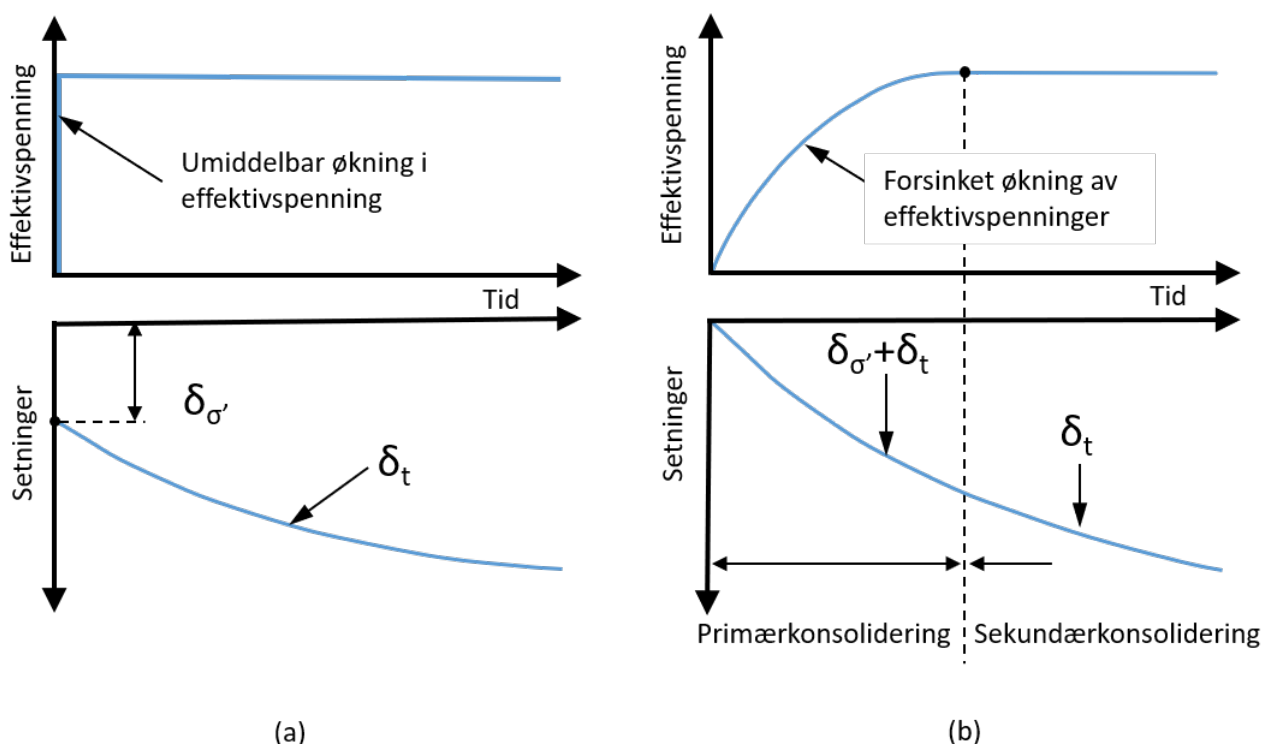
det tidspunktet lasten ble påført (figur 8.2—1 a)). Likevel er det vanlig i Norge å møte på mettede lag hvor en påført last vil føre til en konsolideringsprosess som forsinker økningen av effektivspenninger i jorda. Både de spenningsavhengige og tidsavhengige deformasjonene vil da opptre samtidig. I slike tilfeller er det vanlig å vurdere setningene ved å dele inn setningsforløpet i to etterfølgende faser som kalles primær- og sekundærkonsolidering (figur 8.2—1 b)). Disse er definert som følger:

Primærkonsolidering: I denne fasen er deformasjonene i jorda dominert av dissipasjonen av poreovertrykket og de påfølgende endringene i effektivspenninger. Her opptrer de spenningsavhengige ($\delta_{\sigma'}$) og tidsavhengige (δ_t) deformasjonene samtidig. Dette er endret fra tidligere utgaver av V220 der primærkonsolideringen ikke inkluderte krep.

Sekundærkonsolidering: Denne fasen etterfølger primærkonsolideringen. Jorda fortsetter å deformere seg på grunn av tidseffektene under en tilnærmet konstant effektivspenningstilstand. Her opptrer kun de tidsavhengige deformasjonene (δ_t).

Krep er en kontinuerlig prosess som pågår under hele deformasjonsforløpet, både under primær- og sekundærkonsolideringsfasen. Derfor er det ikke noen klar definisjon av tid for avslutning av primærkonsolideringen (Degago [78]).

Bidragene som utgjør formel (8.2—1) avhenger først og fremst av hvilken jordart deformasjonene opptrer i. Det generelle prinsippet i formel (8.2—1) blir utdypet mer detaljert for de ulike jordartene i de påfølgende delkapitlene.



Figur 8.2—1 — Deformasjonsforløp etter en påført belastning for (a) umettet jord og (b) mettet jord

8.3 Grunnlag for setningsberegninger

For å utføre setningsberegninger trenger man informasjon om følgende:

- fordeling av effektivspenninger i dybden
- jordmaterialenes deformasjonsegenskaper

8.3.1 Fordeling av effektivspenninger i dybden

Til å begynne med er det nødvendig å fastsette eksisterende effektivspenningstilstand i dybden. Deretter bestemmer man hvordan endringene i effektivspenninger fordeler seg nedover i jorden. Eksisterende effektivspenninger i grunnen (p_0') beregnes ut ifra tyngdetettheten til jorda og poretrykket. Siden poretrykksfordelingen ofte ikke er hydrostatisk, er det nødvendig å foreta poretrykksmålinger i ulike dybder jf. [Kapittel 2](#) i denne veiledningen. Fordelingen av spenningsendringer i dybden er behandlet i [kapittel 8.4](#).

8.3.2 Jordmaterialenes deformasjonsegenskaper

Deformasjonsegenskapene til jordlagene og deres spenning- og tidsavhengighet nedover i dybden fastsettes. Grunnforholdene kartlegges ved sonderinger, prøvetaking og laboratorieanalyser (se [kapittel 2](#) og [kapittel 3](#)). Kartleggingen anbefales å omfatte jordart, lagdeling, poretrykk og dybder til berg. Terrengformasjonene vil kunne indikere om grunnen tidligere har vært utsatt for en høyere belastning enn i dag, for eksempel i bunnen av en dal (se [kapittel 4](#)). Deformasjonsegenskapene bestemmes ved felt- og laboratorieforsøk, eller anslås ut ifra erfaringstall for de aktuelle jordartene. Parameterne som er nødvendige for setningsberegninger avhenger av jordarten, og dette er beskrevet i separate kapitler for hver jordart (se [kapittel 8.5](#)- [kapittel 8.8](#)).

8.3.3 Tidsaspekt

Tidsaspektet er viktig spesielt for setninger i kohesjonsjordarter (leire, leirige jordarter og silt) og torv. I slike materialer vil kryptetningene pågå i lang tid med avtakende deformasjonshastighet med tid etter som kornskjelettet blir tettere pakket og hvert korn får en mer stabil posisjon. Det er viktig å fastslå hvilket tidsrom som er aktuelt for setningsvurderingene og beregning av kryptetninger. Dette bestemmes på bakgrunn av føringene som er gitt i vegnormal [N200:2024, 1.5 \[1\]](#) der det er påkrevd å regne setninger for en periode på 40 år. For fyllinger og jordlag som understøtter konstruksjonselementer kan tidsrommet som vurderes være minst like lenge som brukstiden til konstruksjonen, hvor vegnormal [N400:2025, Krav 1.1.6—1 \[9\]](#) angir brukstiden til å være 100 år for bruer og andre bærende konstruksjoner. Det er anbefalt å fastsette tidsperioden i samarbeid med rådgivende ingeniør bygg (RIB) eller byggherren.

8.4 Spenningsfordeling

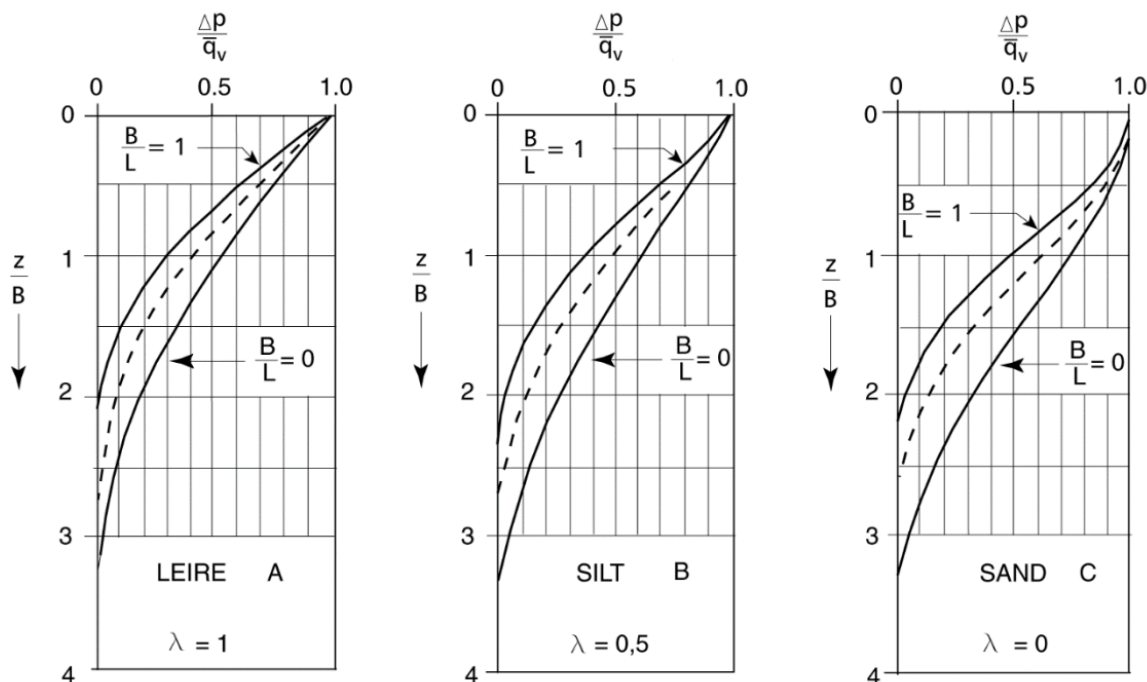
Spenningsfordeling under et fundament vil kunne betraktes med plastiske metoder som f.eks. Janbu [\[79\]](#) eller med elastiske metoder som f.eks. Boussinesq [\[160\]](#). Hvorvidt man velger en elastisk eller en plastisk modell vil kunne ha avgjørende betydning for beregningsresultatet. Derfor er det viktig å velge den metoden som er best relatert til hovedbidraget av setningene.

Jord er sjelden elastisk. Det som ligger nærmest en elastisk situasjon vil være primærsetninger i sand og grus. Merk at i tilfeller hvor effektivspenningene etter pålasting er mindre enn 75 % av prekonsolideringsspenningen tolket fra laboratorieforsøk (ødometerforsøk) og mobiliseringsgrad (f) for skjærfastheten er mindre enn 0,5, vil man kunne ignorere bidraget fra de tidsavhengige deformasjonene. I alle andre tilfeller anbefales det at både spennings- og tidsavhengig deformasjoner vurderes. Den elastiske spenningsfordelingen gir høyere tilleggsspenninger i dybden, og bruk av denne vil føre til overestimering av tøyninger og vil dermed gi for store beregnende setninger Janbu [\[79\]](#). I nesten alle tilfeller vil man ligge nærmest en plastisk situasjon, og plastiske modeller anbefales fremfor de elastiske.

I dag benyttes ofte Finite Element Method (FEM) for å bestemme spenningsfordeling, spesielt ved kompliserte forhold der det er flere interaksjoner fra nabofundamenter, flere jordlagdelinger, ujevnt terreng osv. De følgende delkapitlene presenterer metoder for å bestemme spenningsfordeling i homogen og lagdelt jord. Disse vil kunne brukes i håndberegninger og i regneark. I tillegg er effektene av oppdrift ved påføring av tilleggslaster omtalt i [kapittel 8.4.3](#).

8.4.1 Spenningsfordeling i homogen grunn

Vanligvis vil man ved setningsberegninger for vegbyggingsformål benytte Janbus fordelingskurver for beregning av tilleggsspenninger. Kurvene i [figur 8.4.1—1](#) viser vertikal tilleggsspenning midt under et fundament/fylling, og metoden bygger på plastisitetsteorien. Stripelasten, q , på grunnen, gir en vertikal tilleggsspenning, Δp , som avtar med dybden. Diagrammet benyttes til å beregne tilleggsspenning som funksjon av dybde for forskjellig bredde/lengde forhold for lasten/fyllingen, og for forskjellige materialtyper. Spenningsfordelingen gitt [figur 8.4.1—1](#) er forskjellig for leire, silt og sand.



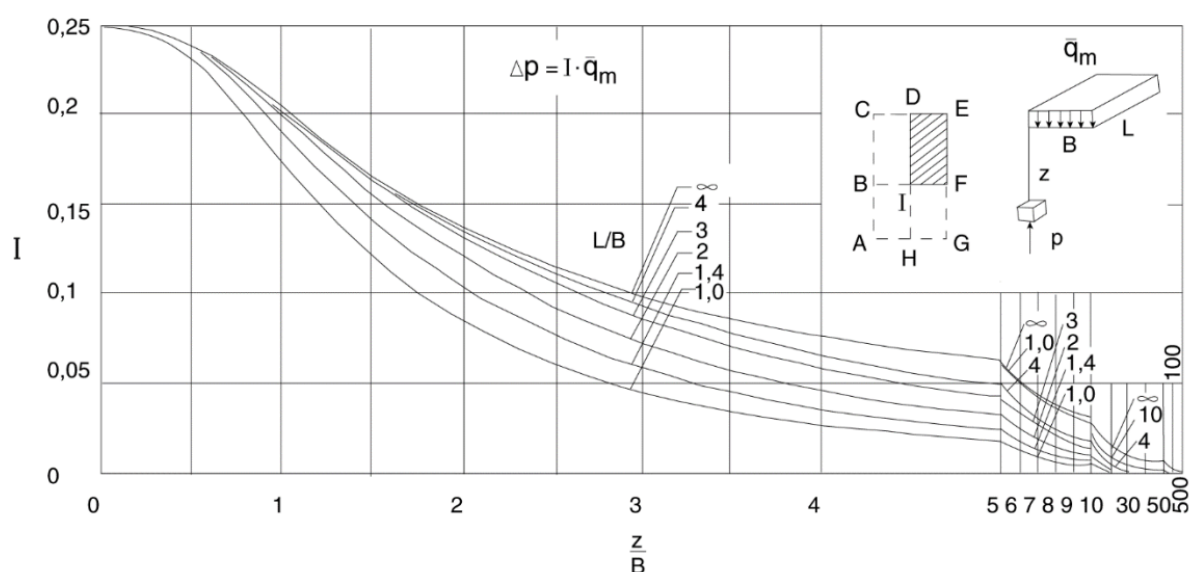
Figur 8.4.1—1 — Spenningsfordeling for overflatebelastning etter plastisk likevektsteori, tilpasset jordarten sine egenskaper (Janbu [79]). (B = fundamentbredde, L = fundamentlengde, Δp = tilleggsspenning på dybde z , q_v = stripelast på grunnen.)

Ved lagdelt grunn vil spenningsfordelingen kunne avvike fra det som er angitt. Det finnes metoder for ekvivalering av lagtykkelser i samsvar med lagenes fasthet, se f.eks. [Kapittel 8.4.2](#). Om dette ikke tas hensyn til, vil man vanligvis ligge på den konservative siden.

Ved bruk av Janbus fordelingskurver er det viktig å være klar over at disse ikke gir noen opplysninger om tilleggsspenninger forårsaket av andre laster eller nabofundamenter. Eventuelle tilleggsspenninger fra nabofundament eller lignende tas ut fra Boussinesqs kurver (se [figur 8.4.1—2](#)). Disse angir vertikal tilleggsspenning under et hjørne av en rektangulær, jevnt fordelt overflatelast der Boussinesqs faktor, I , finnes fra diagrammet. Dersom man har en last q_m i området (IDEF) vil tilleggslasten under et punkt A bli:

$$\Delta p_A = \Delta p_{ACEG} + \Delta p_{ABIH} - \Delta p_{ACDH} - \Delta p_{ABFG} \quad (8.4.1—1)$$

Ved slike kombinasjoner (superponering) vil Δp finnes under hvilket som helst punkt. I elastiske teorier er slik superponering akseptabelt, men ikke når man bruker plastiske teorier.



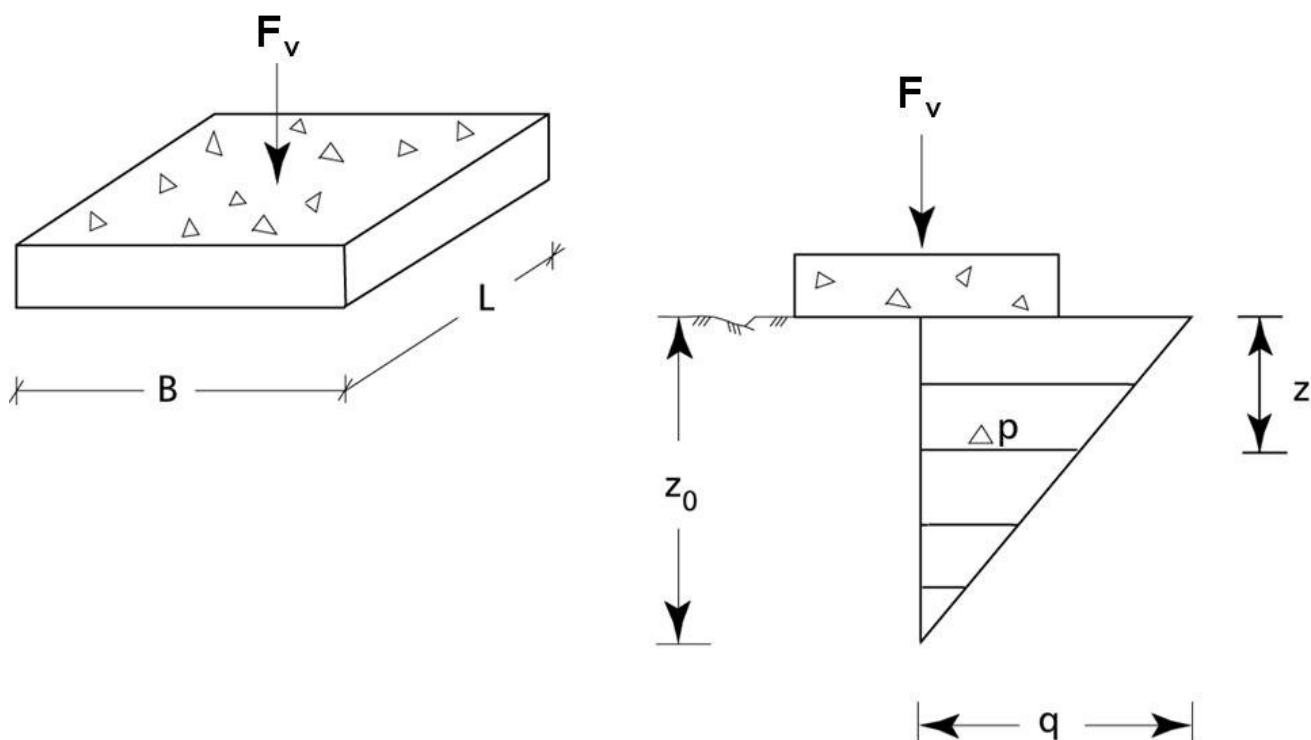
Figur 8.4.1—2 — Spenningsfordeling ved overflatebelastning basert på Boussinesq elastisitetsteori (Boussinesq [160])

8.4.2 Spenningsfordeling i lagdelt grunn

I de fleste tilfeller er ikke jorda homogen, men består av flere lag. Ulike lag i grunnen påvirker spenningsfordelingen, og denne vil da avhenge av lagenes tykkelse og relative stivhet seg imellom. Et vanlig tilfelle vil være et stivt lag over et mykt lag. For å vurdere hvordan spenningene fordeler seg i dybden i slike situasjoner er det nyttig å ta hensyn til variasjonene i stivhet.

Det finnes flere varianter for å vurdere fordelingen av spenninger i lagdelt grunn. Ekvivalering av lagtykkelse basert på f.eks. Palmer og Barber [161] er presentert i dette avsnittet. Prinsippet er illustrert med Jakys spenningsfordeling som er vist i figur 8.4.2—1. Dette er en enkel modell for fordeling av tilleggsspenningen, Δp . Jakys fordeling gir omtrent samme verdier som Janbus, jf. Figur 8.4.1—1. Det kommer frem fra sammenligning med figur 8.4.1—1 at Jakys fordeling er mulig å benytte for en tilnærming til Janbus spenningsfordeling. Spesielt for sand vil Janbus modell gi noe større lastintensitet i toppen.

Jakys Δp -verdier gjelder bare vertikalt, midt under fundamentet. Boussinesq, som er en elastisk metode, gir høyere tilleggsspenninger i dypere lag og lavere tilleggsspenninger i grunnere lag. Janbu og Jaky har mindre dybdevirkning enn Boussinesq, men vil kunne gi større setninger i de øverste lagene.



Figur 8.4.2—1 — Spenningsfordeling fra overflatebelastning etter Jakys plastiske teori

Tilleggsspenningen Δp avtar lineært til null i dybden z_0 . B er bredden og L er lengden på fundamentet. Da blir:

$$z_0 = \pi \cdot \frac{B \cdot L}{B + L} \quad (8.4.2—1)$$

$$q = \frac{F_v}{B \cdot L} \quad (8.4.2—2)$$

$$\Delta p = q \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0}\right) \quad (8.4.2—3)$$

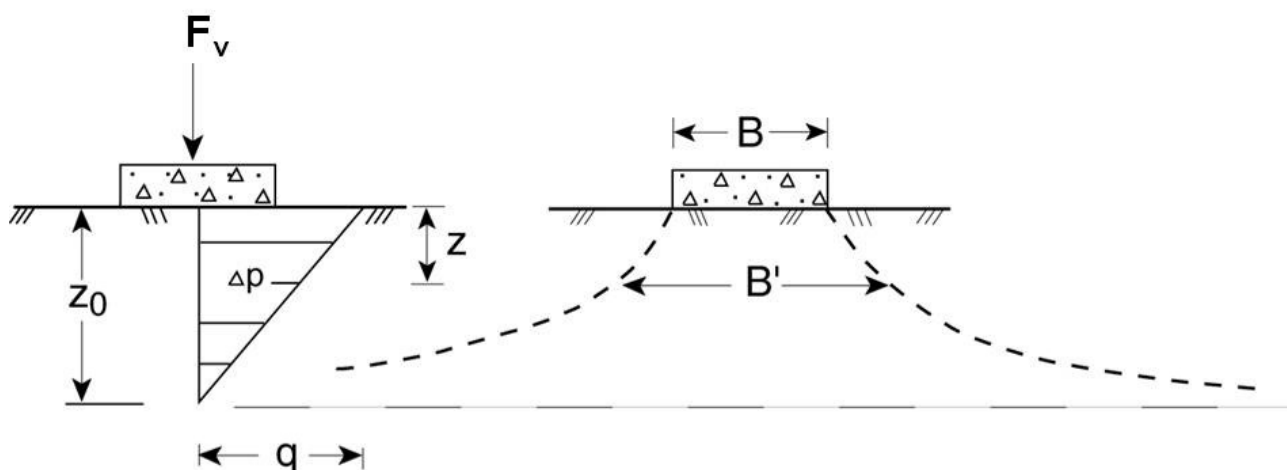
For et kvadratisk fundament blir:

$$z_0 = 0,5 \cdot \pi \cdot B \quad (8.4.2—4)$$

For et langstrakt fundament blir:

$$z_0 = \pi \cdot B \quad (8.4.2—5)$$

[Figur 8.4.2—2](#) viser hvordan tilleggsspenningene sprer seg nedover i dybden.



Figur 8.4.2—2 — Lastspredning etter Jakys metode

Her er:

$$B' = \frac{B}{k \cdot \left(1 - \frac{z}{z_0}\right)} \quad (8.4.2—6)$$

MERKNAD hvor

$k = 1,0$ med jevn trykkfordeling over belastet flate

$k = 16/30$ for langstrakte fundamenter med klokkeformet trykkfordeling etter Pascals trekant

Trykkspredningen er større gjennom et fast lag og ned på et mykere lag, enn gjennom homogen grunn. En tilnærmet løsning basert på Palmer og Barber [161] er gitt her og for mer detaljer henvises det til Hirai [162]. Metoden ekvivalerer det faste topplaget ved å gi den samme stivheten (E-modul eller M-modul) som det underliggende laget, og deretter kompensere med å øke tykkelsen til det fastere topplaget. På den måten vil spenningen, som blir ført ned til underkanten av det faste topplaget, kunne estimeres ved å benytte Jakys fordeling.

Dette gjøres ved å først finne den ekvivalente tykkelsen (h_{e1}) til det øverste laget (lag 1). Den beregnes ved:

$$h_{e1} = h_1 \cdot \sqrt[3]{\frac{M_1}{M_2}} \quad \text{for } (M_1 \geq M_2) \quad (8.4.2—7)$$

$$h_{e1} = h_1 \cdot \left(0,75 + 0,25\sqrt[3]{\frac{M_1}{M_2}}\right) \quad \text{for } (M_1 \leq M_2) \quad (8.4.2—8)$$

MERKNAD hvor

h_1 = Virkelig tykkelse av det øverste laget (lag 1)

h_2 = Ekvivalent tykkelse (lag 1)

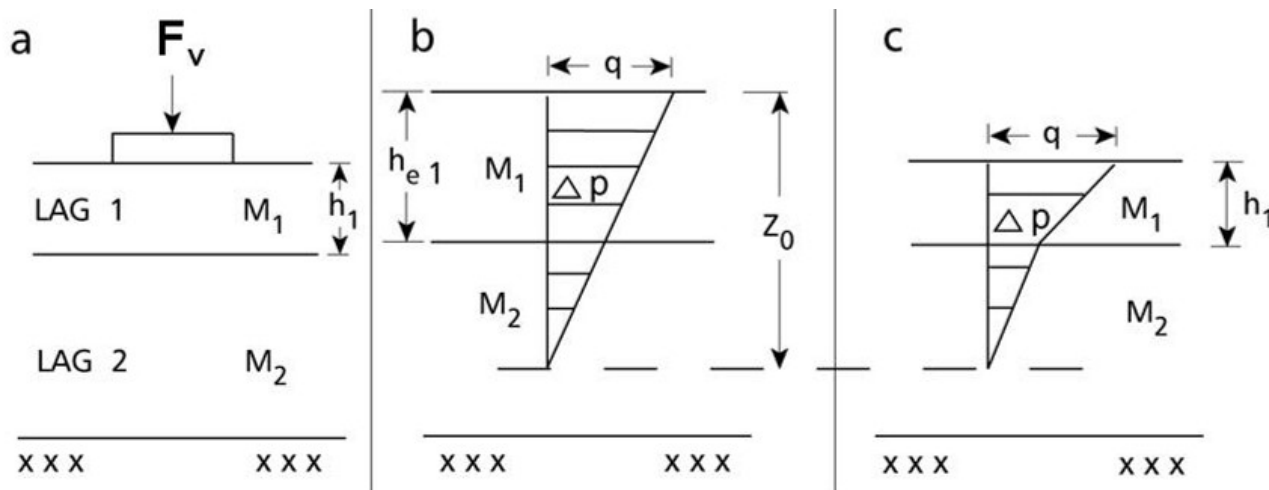
M_1 = M-modulen (lag 1). Her vil også E-modul kunne brukes

M_2 = M-modulen (lag 2). Her vil også E-modul kunne brukes

Deretter bruker man den ekvivalente tykkelsen til det øverste laget (h_{e1}) og finner Jakys spenningsfordelingen ned til dybde z_0 . Tilleggsspenningen i overgangen mellom stift og mykt lag finnes ved å regne en lineær fordeling mellom q i overflaten og $\Delta p = 0$ i dybde z_0 . Figur 8.4.2—3 a viser den

reelle situasjonen med tykkelsen h_1 til det øverste laget. [Figur 8.4.2—3](#) b viser det ekvivalente bildet med Jakys spenningsfordeling. [Figur 8.4.2—3](#) c viser igjen den virkelige situasjonen med de beregnede verdiene for Δp .

Samme fremgangsmåte benyttes også ved et større antall lag i grunnen.



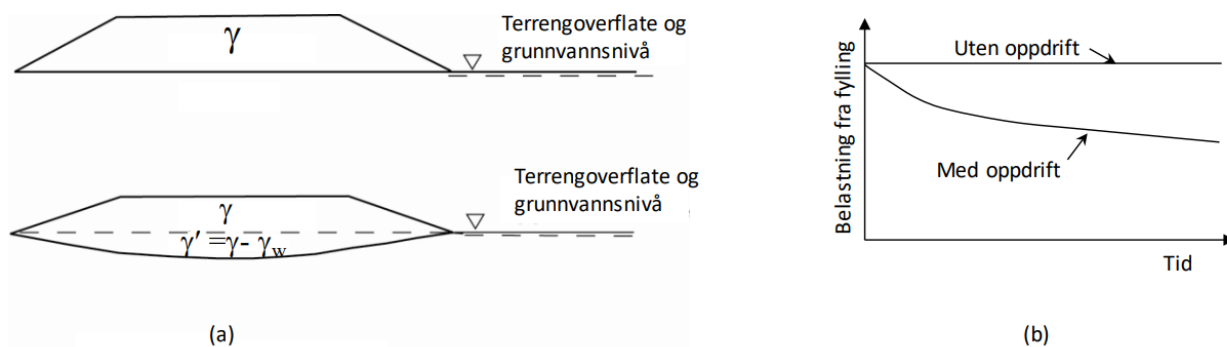
Figur 8.4.2—3 — Fremgangsmåte for å finne spenningsfordeling i lagdelt grunn ved å bruke ekvivalent lagtykkelse (for $M_1 \geq M_2$)

Denne tilnærmingen innebærer at et stivt lag på toppen vil bidra til å omfordele spenningene og dermed gi lavere tilleggsspenninger i det mykere laget. Samtidig vil et mykt lag på toppen kunne gi større spenninger i et fastere lag under, enn tilfellet ville vært i homogen grunn. For håndtering av flere lagdelinger (enn to) henvises det til tilnærminger gitt i Hirai [\[162\]](#).

8.4.3 Effekt av oppdrift

Effekten av oppdrift er mest relevant for fyllinger som får store setninger og i områder hvor grunnvannsnivået står nært overflaten. Spesielt vegfyllinger og forbelastninger på torv/gytje og bløt leire/silt vil oppleve store deformasjoner over tid. Med tiden vil deler av fyllingen og de stedlige løsmassene, som tidligere var over grunnvannstanden, kunne presses under grunnvannstanden. Dermed vil den effektive tyngdetettheten til massene som presses under grunnvannstanden endres på grunn av oppdriftskreftene (se [figur 8.4.3—1](#)). Dette medfører at den effektive tilleggslasten reduseres med tiden, noe som gjør at også setningene reduseres. Den øverste illustrasjonen i [figur 8.4.3—1](#) viser forholdene like etter at en fylling er lagt opp. Den nederste figuren i [figur 8.4.3—1](#) viser hvordan deler av fyllingen har satt seg under grunnvannstanden og fått redusert effektiv tyngdetetthet. Derfor justeres den påførte lasten for oppdrift når man beregner tilleggsspenningene fra fyllingen i dybden etter setningen. Når dette er gjort vil spenningsfordelingen kunne bestemmes ut ifra metodene beskrevet i [kapittel 8.4.1](#) og [kapittel 8.4.2](#).

Oppdrift er også mulig å modellere i et elementmetodeprogram, som har mulighet til å simulere effekten av vanntrykk og store deformasjoner, dvs. å modellere hvordan likevektsbetingelsene endres når man endrer geometrien (Degago [\[78\]](#)). Effekten av å ta hensyn til oppdrift i setningsberegninger er at resulterende setninger blir mindre enn uten oppdrift. Derfor er det normalt konservativt å neglisjere effekt av oppdrift i setningsberegninger. Det er spesielt viktig å beregne effekt av oppdrift i tilfeller der vegfyllingen ikke oppnår setningskravene, og ved forbelastning.



Figur 8.4.3—1 — Effekten av oppdrift. (a) Den øverste figuren viser forholdene like etter at fyllingen er lagt ut. Den nederste figuren viser hvordan deler av fyllingen har satt seg under grunnvannstanden og fått redusert effektiv tyngdetetthet (b) betydning av belastning fra fyllingen med tid

8.5 Setninger i kohesjonsjordarter

I dette kapittelet presenteres viktige momenter for setningsberegninger i kohesjonsjordarter. Dette inkluderer leire, leirige jordarter og silt hvor den totale setningen har vanligvis et betydelige bidrag fra krepsetninger.

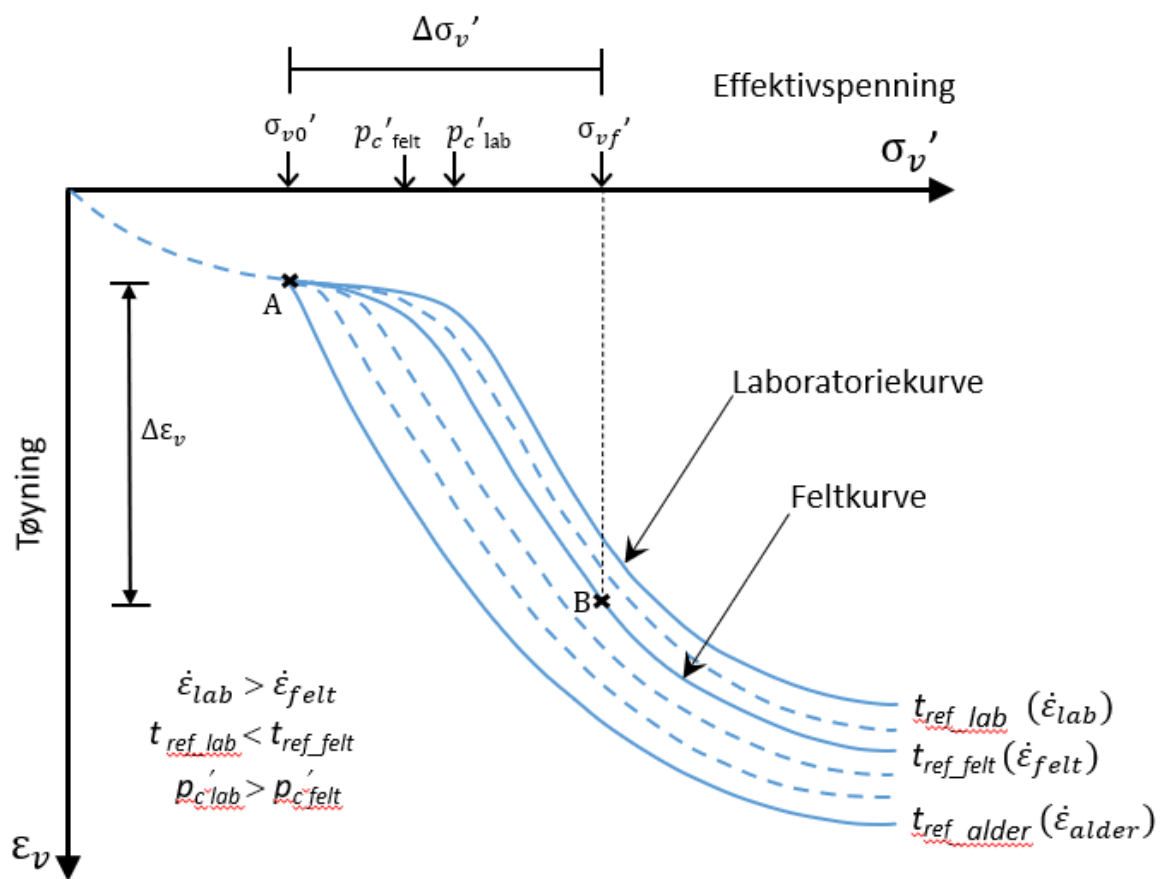
Som beskrevet i [kapittel 1](#) består setninger av spenningsavhengige og tidsavhengige deformasjoner. De spenningsavhengige deformasjonene er mulig å beregne med Janbus modulkonsept (se [kapittel 3](#)), mens de tidsavhengige deformasjonene er mulig å beregne med Janbus tidsmotstandskonsept.

Kapittelet begynner med en gjennomgang av krepkonseptet. Videre omtales hvordan prøvekvalitet påvirker setningsberegninger. Det gis innføring i prinsipper for å utføre kombinerte analyser med spenningsavhengige og tidsavhengige deformasjoner. Alternative metoder for å regne setninger er også presentert.

8.5.1 Grunnleggende prinsipper

For å forstå tilnærminger benyttet for å regne krepdeformasjoner i kohesjonsjordarter er det viktig å skissere noen grunnleggende aspekter. Dette anses som viktig siden dette er en del av hovedendringen fra tidligere versjoner av kapittelet.

Beregninger av krepsetninger baseres på et velkjent konsept som sier at det finnes et unikt forhold mellom effektivspenning, tøyning og tøyningshastighet/referansetid (Šuklje [\[163\]](#); Bjerrum [\[164\]](#)). Dette unike forholdet er gyldig gjennom hele deformasjonsforløpet, dvs. både primær- og sekundærkonsolideringsfasen. Det betyr at deformasjonsegenskapene ikke vil kunne bli beskrevet av en enkel kurve i et effektivspenning-tøyning diagram. Isteden trenger man et system av linjer og kurver som vist i [figur 8.5.1—1](#). De ulike linjene i figuren (tidslinjer), representerer ulike referansetid (tøyningshastighet) sammen med det tilsvarende forholdet mellom effektivspenning- tøyning ved et gitt tidspunkt. Dette betyr at for enhver relasjon av effektivspenning-tøyning finnes det en tilhørende krepshastighet (Šuklje [\[163\]](#)) eller referansetid (Bjerrum [\[164\]](#)). Prinsippet er utdypet ved en forenklet skisse gitt i [figur 8.5.1—1](#) for pålastningssituasjoner i lab og felt.



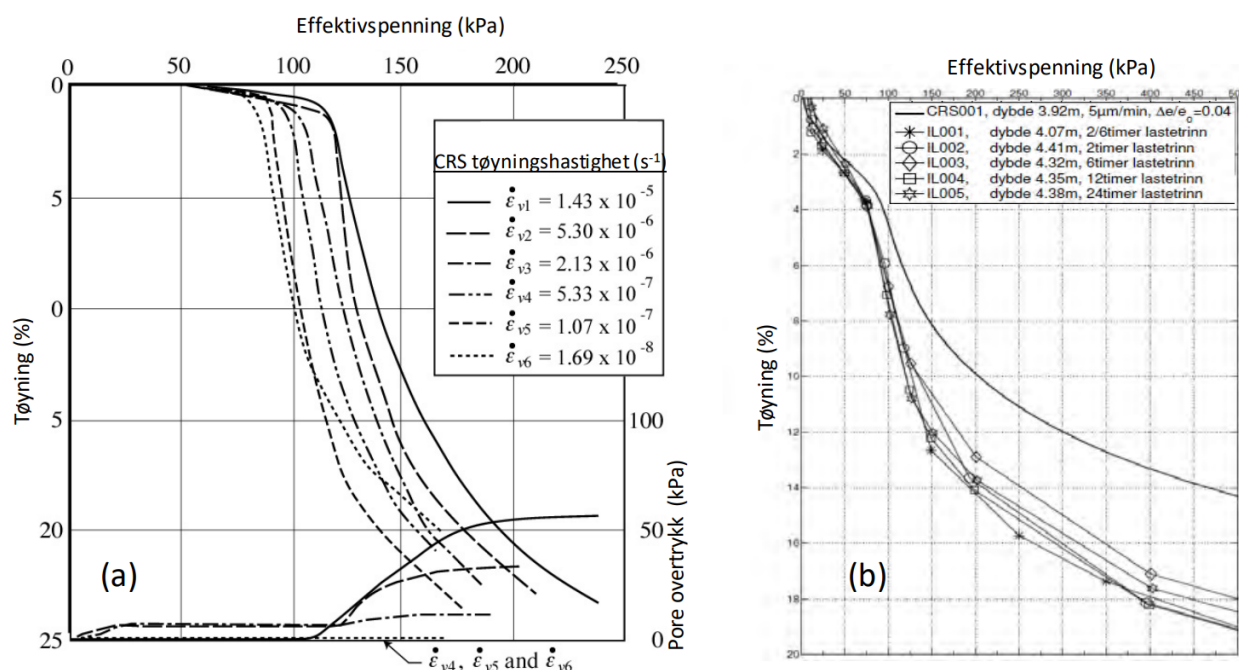
Figur 8.5.1—1 — Sammenhenger mellom effektivspenning, tøyning og referansetid (tøyningshastighet). De ulike linjer representerer ulike referansetider og kalles tidslinjer

Punkt A i [figur 8.5.1—1](#) representerer den initiale tilstanden i jorda. Punktet ligger på en referansetidslinje som samsvarer med alderen til leiravsetningen (t_{ref_alder}) eller tilnærmet tiden etter siste istid hvor leira har opplevd krypdeformasjoner. Denne relasjonen representerer dagens naturlige tøyningshastighet ($\dot{\epsilon}_{alder}$) som jorda opplever før noe pålasting. I laboratoriet vil effektivspenning-tøyningskurve kunne etableres fra punkt A ved å kjøre enten et trinnvis ødometerforsøk hvor varigheten på lasttrinnene er t_{ref_lab} eller en CRS ødometerforsøk med tøyningshastighet på $\dot{\epsilon}_{lab}$. Resulterende relasjon kalles laboratoriekurve. Ved pålasting ut i felt fra punkt A foregår konsolideringen over lengre tid enn i ødometerforsøket, og man får dermed lavere tilsvarende tøyningshastighet ($\dot{\epsilon}_{felt}$). For dette tilfellet samsvarer effektivspenning-tøyningskurven en referanse tidslinje t_{ref_felt} , og etter pålasting $\Delta\sigma'_v$ vil den endelige spenningstilstanden ende opp i punkt B.

Ifølge prinsippet medfører dette at effektivspenning-tøyningskurve fra laboratorieforsøk ikke er det samme som in situ på grunn av ulik tøyningshastighet (konsolideringstid). [Figur 8.5.1—1](#) viser hvordan effektivspenning-tøyning fra laboratorieforsøket ligger over kurven som representerer den reelle jordoppførselen under pålasting ut i felt (in situ). Dette innebærer også at prekonsolideringsspenningen i felt (in situ) (p'_{c_felt}) er lavere enn den som leses fra laboratorieforsøkene (p'_{c_lab}) og dette skyldes høyere tøyningshastighet i laboratorieforsøk ($\dot{\epsilon}_{lab}$) sammenlignet med det som jorda opplever ut i felt ($\dot{\epsilon}_{felt}$). Betydning av dette er at det ikke blir riktig å benytte effektivspenning-tøyningskurve etablert fra laboratorieforsøk direkte for å regne setninger i felt. Dette er noen av de viktige aspektene for setningsberegninger i kohesjonsjordarter.

8.5.1.1 Tøyningshastighets rolle i laboratorieforsøk

Avhengigheten av tøyningshastighet for kohesjonsjordarter vil kunne sees i laboratorieforsøk. Constant rate of strain forsøk (CRS-forsøk) som kjøres med ulike tøyningshastigheter vil gi ulike effektivspenning-tøyningskurver. For nærmere omtale av CRS-forsøk vises det til [kapittel 3](#). Forsøk med høyere hastighet legger seg over forsøkene med lavere hastighet. Følgelig blir også prekonsolideringsspenningen ($\sigma'_p = p_c'$) høyere med høyere tøyningshastighet. Denne effekten sees i [figur 8.5.1.1—1 a](#). Sammenhengen blir også tydelig når man sammenligner trinnvis ødometerforsøk med kontinuerlige ødometerforsøk. En jordprøve opplever generelt høyere tøyningshastighet i et CRS-forsøk enn i et trinnvis forsøk, og dermed blir σ'_p utledet fra CRS-forsøk også høyere, se [figur 8.5.1.1—1 b](#). Effektene vi ser i laboratorieforsøkene vil også kunne utvides til å gjelde feltforsøk som illustrert i [figur 8.5.1—1](#). For sammenligning av effektivspenning og tøyningskurver basert på målinger av felt- og labdata henvises til Leroueil [\[165\]](#).



Figur 8.5.1.1—1 — a) Eksempel på CRS-forsøk med ulike tøyningshastigheter på Batiscaan-leire (etter Leroueil m.fl. [\[166\]](#)) b) Trinnvis ødometer sammenlignet med CRS fra Sund, Rissa kommune (etter Kornbrekke [\[167\]](#))

Tøyningshastighet for et laboratorieforsøk bestemmes av geotekniker, f.eks. angir R210 Laboratorieundersøkelser [\[62\]](#) anbefalinger av tøyningshastigheter for bruk i CRS ødometerforsøk for ulike jordarter. Tøyningshastigheten i felt avhenger av dreneringsforhold, permeabilitet, deformasjonsegenskaper, mektighet og belastning. Beregningsmessig tøyningshastighet i felt bestemmes ved hjelp av FEM-analyser. Estimerer på setningshastigheter ute i felt er også mulig å hente fra satellittovervåkinger gjennom en metode kalt InSAR (<https://insar.ngu.no/>), se [kapittel 2](#) i denne veiledningen.

8.5.1.2 Overkonsolideringsgrad, prekonsolideringsspenning og tilsvarende referansehastighet

I lys av vanlig praksis er det viktig å fremheve betydningen av overkonsolideringsgrad (OCR) eller prekonsolideringsspenningen (σ'_p) for krypberegninger, jf. [Kapittel 3](#) for nærmere omtale av overkonsolideringsgrad og pre-konsolideringsspenning. Konsekvensen av σ' - ϵ - $\dot{\epsilon}$ relasjoner er at OCR eller σ'_p ikke er en unik verdi av en jordart, men avhenger av den tilsvarende tøyningshastigheten ($\dot{\epsilon}$) (referansetiden, t_{ref}) benyttet i bestemmelse av σ'_p eller OCR. Derfor er det ikke fullstendig å kun gi σ'_p eller OCR verdier for en jordart. Verdi av σ'_p eller OCR angis alltid sammen med den tilsvarende tøyningshastigheten (referansetid). For eksempel $OCR = 1,4$ fra 1 dags trinnvis ødometerforsøk, eller $OCR = 1,5$ fra kontinuerlig ødometerforsøk med tøyningshastighet på 0,5 %/t.

Å angi referansetid (tøyningshastighet) knyttet til bestemmelse av σ'_p eller OCR kompletterer informasjonen for krypberegninger. For beregningsmetodikker basert på σ' - ϵ - t relasjoner slik som gitt i [figur 8.5.1—1](#) angis OCR eller σ'_p sammen med referansetid eller hastighet den er utledet fra. I FEM programmer velges det en jordmodell som tar hensyn til σ' - ϵ - t relasjoner og programmet finner automatisk OCR eller p_c' , som tilsvarer tøyningshastigheten i felt som problemstillingen modellerer.

8.5.2 Effekt av prøve kvalitet

Det er godt dokumentert at prøvetaking og laboratorieforsøk vil påvirke materialstruktur jordarten har i sin naturlige lagring in situ (Lacasse et. al. [\[168\]](#); Lunne et.al. [\[65\]](#); Long et. al. [\[169\]](#)). Noen jordarter er mer følsomme for prøveforstyrrelse enn andre. Følsomheten eller graden av prøveforstyrrelser avhenger av jordens egenskaper (f.eks. sensitivitet, OCR, mineralogi), spenningsavlastning samt prøvetakingsmetode, prosedyre, lagring og håndtering i laboratoriet (Amundsen [\[170\]](#)). Se [kapittel 3](#) for nærmere omtale av prøve kvalitet.

For å undersøke deformasjonsegenskapene til et materiale er det viktig å ha resultater med høy prøve kvalitet, spesielt for beregning av krypdeformasjoner. Prøveforstyrrelse gjør at det ofte er vanskelig å tolke σ'_p og i mange tilfeller vil det gi lavere σ'_p enn hva som faktisk er reelt. Nøyaktig bestemmelse av σ'_p er viktig for beregning av krypdeformasjon. I tillegg blir deformasjonsparameterne knyttet til både spenningsendringer og tidseffekter (krypparameter) påvirket.

Prøveforstyrrelse gir en annen effektivspenning-tøyningskurve enn den som tilsvarer uforstyrret prøve. Basert på prinsippet skissert i [kapittel 8.5](#) betyr dette at tøyningshastigheten eller referansetid ikke blir riktig avhengig av graden av prøveforstyrrelse. I slike tilfeller vil man overestimere de beregnede setningene. På grunn av dette anbefales setningsberegninger, basert på prinsippet skissert i [kapittel 8.5](#), kun brukt ved prøver med høy kvalitet, dvs. «veldig god til utmerket» kvalitet basert på klassifiseringskriterier for poretallsendring (eller tilsvarende klassifisering basert på volumendring). Disse klassifiseringskriteriene er gitt i [kapittel 3](#).

8.5.3 Setningsberegninger

Setningsberegninger utføres etter de grunnleggende prinsipper som er beskrevet i [kapittel 1](#) og [kapittel 8.3](#). For å gjøre beregninger etablerer man de effektivspenningsavhengige ($\epsilon_{\sigma'}$) og tidsavhengige (ϵ_t) tøyningsprofilene for lagtykkelsen H . Da får vi følgende uttrykk for deformasjonene:

$$\delta_{tot} = \int_0^H (\epsilon_{\sigma'} + \epsilon_t) dH \quad (8.5.3—1)$$

8.5.3.1 Tøyninger

De effektivspenningsavhengige deformasjonene beregnes med Janbus modulkonsept. Denne tilnærmingen gir et tøyningsprofil i dybden basert på deformasjonsmodulen og de påførte endringene i effektivspenning.

Generelt uttrykkes deformasjonsmodulen (M) etter Janbus tilpasningsformel ved:

$$M = m \cdot \sigma_a \left[\frac{\sigma'}{\sigma_a} \right]^{1-a} \quad (8.5.3.1—1)$$

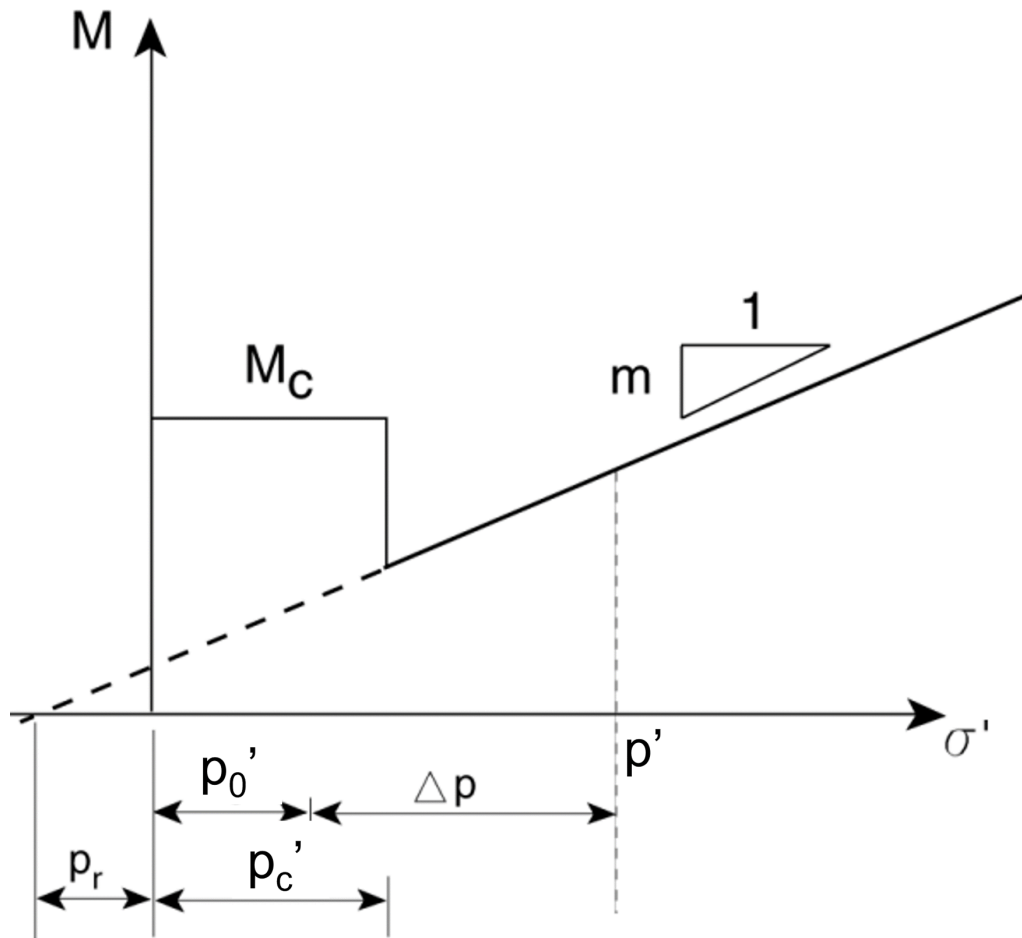
MERKNAD hvor

m = modultall avhengig av jordart og spenningstilstand (-)

σ' = vertikal effektivspenning (kPa)

σ_a = konstant referansespenning (1 atm = 100 kPa)

a = spenningseksponent (-). $a = 1,0$ for OC-leire, og $a = 0$ for NC-leire og leirig silt



Figur 8.5.3.1—1 — Modulkurve for leire og leirig silt. M_c er deformasjonsmodulen før p_c'

Det vises til [figur 8.5.3.1—1](#) for definisjon av moduler og spenninger. Tolkning og formel gjelder derfor både for NC- og OC-leirer. Merk at dersom linjen med helning m skjærer σ' -aksen til høyre for origo, skifter vi fortegn på p_r .

De spenningsavhengige vertikaltøyningene (ε_v) for leire, leirig silt og fin silt beregnes etter følgende formel:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_{OC} + \varepsilon_{NC} \quad (8.5.3.1-2)$$

$$\varepsilon_{OC} = \frac{p_c' - p_o'}{M_c} \quad (n = 1) \quad (8.5.3.1-3)$$

$$\varepsilon_{NC} = \frac{1}{m} \cdot \ln\left(\frac{p_o' + \Delta p + p_r}{p_c' + p_r}\right) \quad (n = 0) \quad (8.5.3.1-4)$$

MERKNAD hvor

p_r = definert i [figur 8.5.3.1—1](#)

$\Delta p = p' - p_o' =$ effektivspenningsendring

$p_o' =$ vertikal effektivspenning før belastning

Kryppparameteren r_s (Janbus tidsmotstandstall) bestemmes fra trinnvise ødometerforsøk. De tidsavhengige tøyningene (ε_t) beregnes etter følgende formel:

$$\varepsilon_t = \frac{1}{r_s} \cdot \ln \frac{t}{t_{ref}} \quad (8.5.3.1-5)$$

MERKNAD hvor

r_s = tidsmotstandstall

t_{ref} = referansetid

t = tidsperioden man beregner kryptøyninger for

Merk at referansetiden (t_{ref}) forutsettes å samsvare med effektivspenning-tøyningskurven man har utledet p_c' fra.

De spenningsavhengige og tidsavhengige tøyingene opptrer samtidig og deformasjonene som oppstår samvirker med konsolideringsprosessen. Konsolideringen påvirkes av utviklingen av kryptdeformasjoner, og dermed krever tilnærmingen som er beskrevet i [kapittel 1](#) en iterasjonsprosess som best lar seg løse med FEM. Her vil man kunne bruke jordmodeller som er implementert i elementmetodeprogrammer basert på prinsipp gitt i [kapittel 8.5.1](#).

Kryptberegninger med elementmetodemodeller krever parametere som tolkes fra prøver av høy kvalitet. Det er viktig å fastslå spenningsnivået og tidsperioden som er relevant for problemstillingen, og utlede parametere basert på dette. Det er også viktig å forstå de bakenforliggende forutsetningene til jordmodellen og vurdere hvordan inndataene påvirker beregningsresultatet (se f.eks. Degago og Grimstad [\[171\]](#)).

8.5.3.2 Forenklede metoder for håndberegning

Her følger to metoder for håndberegninger for å estimere de totale setningene. I tillegg anbefales at det alltid utføres håndberegninger for å kontrollere beregninger utført med avansert verktøy (elementmetodeprogram). Hvilken av de to tilnærmingene som anbefales avhenger av prøvekvaliteten, og man vurderer derfor i hvor stor grad prøven er forstyrret når man velger metode. Kriterier for vurdering av prøvekvalitet eller prøveforstyrrelse er gitt i [kapittel 3](#) og NGF melding nr. 2 [\[68\]](#). Klassifisering for forenklede beregningsmetoder er gitt basert på den endelige kvalitet på resultater fra ødometerforsøk.

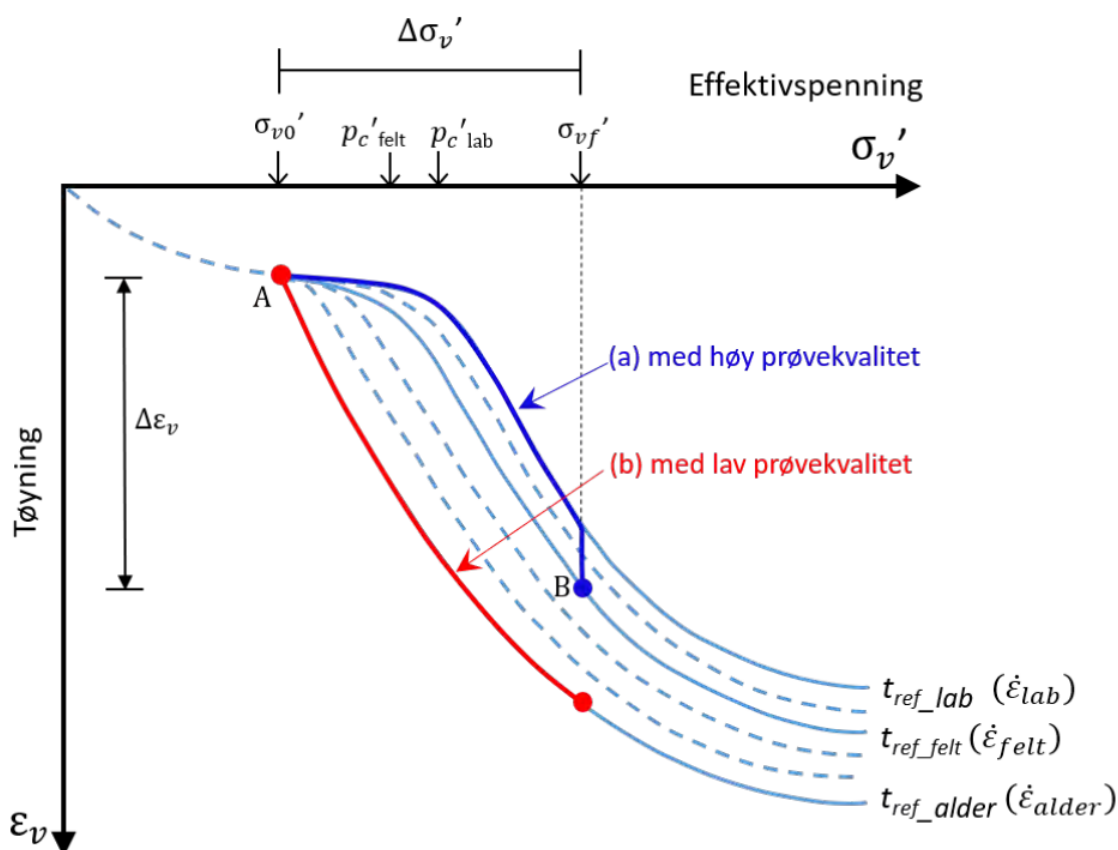
Basert på ødometerforsøk av høy prøvekvalitet

Denne metoden forutsetter ødometerforsøk med høy prøvekvalitet. Effektivspenning-tøyningskurven funnet i laboratorieforsøk fra høykvalitetsprøver benyttes for å estimere effektivspenning-tøyningsforløpet ut i felt (in situ). Håndberegningen forutsetter at all last påføres som et trinn. Normalt vil dette være konservativt. En annen viktig antagelse er at man er interessert i kryptsetningene for en viss tid etter full pålastning. Denne tidsperioden er da antatt å være lengre enn primærkonsolideringsfasen. Det vil si at poreovertrykket er dissipert og all last er påført til kornskjelettet.

I denne tilnærmingen beregnes de spenningsavhengige tøyingene som vist i [formel \(8.5.3.1-2\)](#) med en p_c' som samsvarer med tilsvarende referansetiden $t_{ref\ lab}$. De tidsavhengige tøyingene beregnes som i [formel \(8.5.3.1-5\)](#), men med følgende forutsetninger:

- tiden t er tiden som er relevant for kryptberegningene (antas å være lenger enn primærkonsolideringsfasen).
 - $t_{ref\ lab}$ er referansetiden for spenning-tøyningskurven funnet i ødometerforsøk:
 - For trinnvise ødometerforsøk er $t_{ref\ lab}$ lik varigheten til de alle ulike lasttrinnene (for eksempel $t_{ref\ lab} = 1$ dag for trinnvise ødometerforsøk utført etter internasjonal praksis der hver trinntid er 1 dag).
 - For CRS-ødometerforsøk som kjøres med tøyningshastighet $\dot{\varepsilon}_{CRS}$:
- $$t_{ref\ lab} \approx 1/(r_s \times \dot{\varepsilon}_{CRS}).$$

Tilnærmingen er illustrert i [figur 8.5.3.2-1](#).



Figur 8.5.3.2—1 — Prinsippskisse som viser setningsberegninger for en tilleggslast basert på ødometer resultater (a) med høy prøve kvalitet prøve og (b) med lav prøve kvalitet

Basert på ødometerforsøk av lav prøve kvalitet

Denne metoden representerer tilfellet der det kun finnes ødometerforsøk med lav/forstyrret prøve kvalitet. Kryperegninger basert på prøver av slik kvalitet (lavere p_c' enn virkeligheten) vil kunne føre til en overestimering av setningene. Her er det behov for å være spesielt oppmerksom på p_c' (OCR), som er meget sensitiv for prøveforstyrrelse. I slike tilfeller vil man kunne se bort ifra OCR tolket fra den forstyrrede prøven, og heller bruke OCR=1 og neglisjere de tidsavhengige deformasjonene. På denne måten tas kryptetningene med i beregningene på en indirekte måte, dvs. man får større spenningsavhengige deformasjoner som veier opp for de neglisjerte kryptetningene. Å bruke OCR = 1 medfører at alle de spenningsavhengige tøyningene skjer i NC-området (se figur 8.5.3.2—1). Setningene beregnes da med følgende formel:

$$\delta_{tot} = \int_0^h (\epsilon_{\sigma'}) dH = \int_0^H (\epsilon_{NC}) dH \quad (8.5.3.2—1)$$

I denne tilnærmingen er beregnede setninger avhengig av kun modultallet m og det er viktig å evaluere m -verdien. I enkelte jordarter, som løs silt og sand, med mye utpresset porevann fra prøven vil imidlertid prøveforstyrrelse gi komprimering og dermed høyere stivhet enn den reelle situasjonen. I slike tilfeller er det best å se bort fra tolket m -verdi og heller bestemme m -verdien fra empiriske korrelasjoner. En slik tilnærming vil også kunne brukes i elementmetodeprogrammer ved å anvende en elastoplastisk jordmodell med OCR = 1 (se Degago et al. [172]; Degago & Grimstad [171]).

8.5.4 Tidsforløp av primærsetninger

I noen tilfeller er man interessert i å estimere tiden for primærkonsolideringen. I denne tilnærmingen ser vi bort ifra kryptdeformasjonene som pågår under primærkonsolideringsfasen. Siden krypt forsinket dissipasjonen av poreovertrykket, vil den reelle tiden være lenger enn den som beregnes her. Dette er imidlertid et godt estimat når krypt har mindre å si for resultatet. I tilfeller der kryptetningene utgjør en

stor andel av primærsetningene, anbefales bruk av elementmetodeprogram for å beregne tidsforløpet korrekt.

Det er store usikkerheter forbundet med overslag av tidsforløpet til primærsetninger i leire og leirig silt. Grovt regnet antas tiden for 95 % konsolidering å kunne beregnes som følger:

$$t_p = \frac{H^2}{c_v} \quad (8.5.4-1)$$

MERKNAD hvor

t_p = tiden for 95 % konsolidering (år)

H = porevannets drensvei (m)

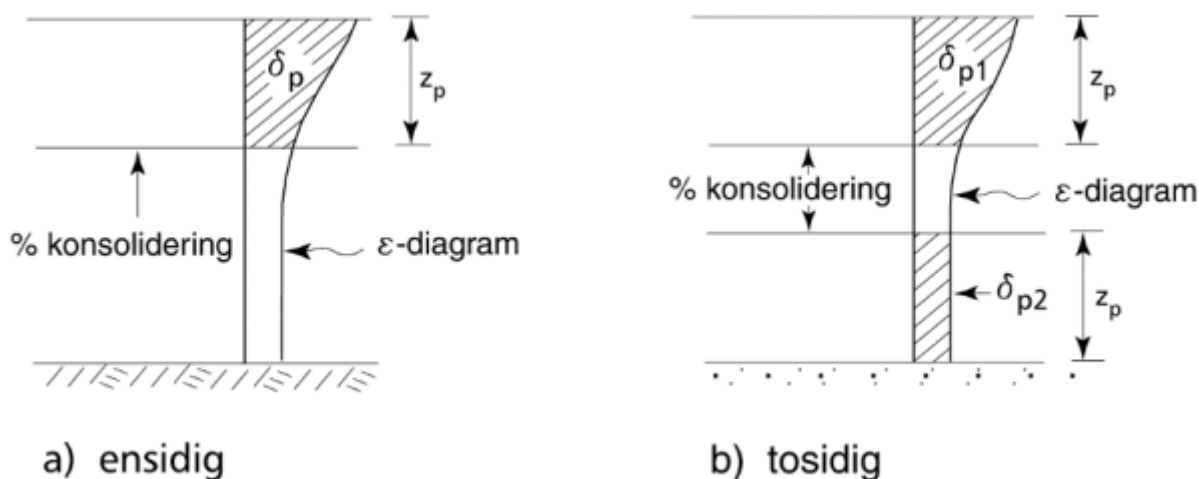
c_v = konsolideringskoeffisient ($\text{m}^2/\text{år}$) ($c_v = \frac{kM}{\gamma_w}$)

M = deformasjonsmodul

k = permeabilitetskoeffisient

γ_w = tyngdetettheten til vann

Figur 8.5.4—1 viser en forenklet modell for hvor dypt primærkonsolideringen virker nedover i jordmassen som vist på figur 8.5.4—1 a) for ensidig drenering og som vist på figur 8.5.4—1 b) både ovenfra og nedenfra for tosidig drenering. Dybden z_p (skråstriper linjer) angir tykkelsen på jordlaget hvor 95 % av konsolideringen er fullført etter tiden t_p . Det vil si at ved $t = t_p$ er 95 % av de spenningsavhengige deformasjonene unnagjort i dette laget. For vurdering av hvor mye setninger som vil kunne gjøres unna ved liggetid i anleggsfasen som funksjon av konsolideringsgrad henvises det til tabell 45.1 Janbu [79]. Tommelfingerregelen er at minst 50% av primærkonsolidering er unnagjort etter 20 % av t_p , og at ca. 75 % er unnagjort etter 50 % av t_p (avhengig av spenningsfordelingen).



Figur 8.5.4—1 — Forenklet modell for overslag av tidsforløpet til primærsetninger.

I figur 8.5.4—1 a) er z_p definert for ensidig drenering (for eksempel ved et tett morenelag/berg under leira). I figur 8.5.4—1 b) er z_p definert for tosidig drenering (for eksempel ved et drenerende sandlag under leira). Dybden z_p beregnes etter følgende formel:

$$z_p = \sqrt{c_v \cdot t_p} \quad (8.5.4-2)$$

Den vertikale konsolideringskoeffisienten c_v ($\text{m}^2/\text{år}$) varierer med spenningsområdet. Det anbefales å velge en middelvei fra ødometerforsøkene som er representativ for spenningstilstanden etter påføring

av last. Konsolideringskoeffisienten vil kunne variere mye fra lag til lag. Ved beregninger av tidsforløpet til setningene anbefales det å velge en veiet middelvei over dybden z_p , slik at lagene som gir mest setninger tillegges størst vekt. Dersom lag n har beregnet setning δ_{pn} og konsolideringskoeffisient C_{vn} , uttrykkes midlere konsolideringskoeffisient med formelen:

$$\bar{c}_v = \frac{\sum_1^n \delta_{pn} \cdot c_{vn}}{\sum_1^n \delta_{pn}} \quad (8.5.4-3)$$

8.6 Setninger i friksjonsjordarter

Beregninger av setninger for friksjonsjordarter er en enklere oppgave sammenlignet med kohesjonsjordarter. Som beskrevet i [kapittel 1](#) består setninger av spenningsavhengige og tidsavhengige deformasjoner. Likevel er friksjonsjordarter slik som sand, grov silt, grus og morene mest preget av spenningsavhengige deformasjoner. Tidsavhengige deformasjoner har mindre praktiske betydning, og vil dermed kunne neglisjeres. De spenningsavhengige deformasjoner beregnes med Janbus modulkonsept (se [kapittel 3](#)). Denne tilnærmingen gir et tøyingsprofil i dybden basert på deformasjonsmodulen og de påførte endringene i effektivspenninger.

Deformasjonsmodulen (M) etter Janbus tilpasningsformel uttrykkes for friksjonsjordarter ved:

$$M = m \cdot \sqrt{p' \cdot p_a} \quad (n = 0,5) \quad (8.6-1)$$

Derfor beregnes setninger med følgende uttrykk:

$$\varepsilon_{\sigma'} = \frac{2}{m} \cdot \left[\sqrt{\frac{p_o' + \Delta p}{p_a}} - \sqrt{\frac{p_o'}{p_a}} \right] \quad (8.6-2)$$

Den viktigste deformasjonsparameteren for beregning av setninger i friksjonsjordarter er modultallet. Modultallet bestemmes utfra laboratorie- eller feltforsøk. Sammenhengen mellom modultall og relativ porøsitet er gitt i [kapittel 3](#) og i Janbu [79]. I [kapittel 3](#) er det gitt tentative verdier av modultall for å anslå setninger når det ikke finnes stedsspesifikke data fra ødometerforsøk. Canadian Geotechnical Society [173] og Fellenius [174] presenterer mer detaljert inndeling av friksjonsjordarter og tilsvarende modultall basert på data fra Janbu [79].

Primærsetninger i grov silt, sand og grus vil kunne, dersom massene ikke inneholder humus av betydning (inntil ca. 2 %), antas å komme så raskt at tidsforløpet ikke har noen praktisk betydning. Setninger i silt, sand, grus og stein med stor porøsitet og dårlig komprimering vil kunne oppstå som et resultat av rystelser eller endringer i grunnvann- og lastforhold. Slike setningsbidrag lar seg ikke beregne med hensyn til tidsforløp.

8.7 Egensetninger i steinfyllinger

8.7.1 Generelt

Dette kapittelet tar for seg egensetninger i steinfyllinger. I steinfyllinger blir setningene relativt små sammenlignet med andre jordarter som leire og silt. For høye steinfyllinger vil egensetningene likevel kunne bli i en størrelsesorden som gjør det nødvendig å regne dem med og således tallfeste dem. Størstedelen av kunnskapen om deformasjoner i store steinfyllinger kommer fra steinfyllingsdammer. Forutsetningene for disse er ikke helt sammenlignbare med vegfyllinger. Demninger er ofte betydelig høyere, har ensidig vanntrykk og det er vanlig med en kjerne av vanntett materiale. Erfaringsgrunnlaget for deformasjoner i rene vegfyllinger er generelt lite.

8.7.2 Setningsmekanismer i steinfyllinger

Egensetninger i steinfyllinger følges hovedsakelig av omlagring av korn og nedknusning i kontaktpunkter mellom korn (Hunter & Fell [175]; Jendeby [176]). I tillegg vil deformasjon og progressiv knusing av korn kunne bidra til setninger. Omlagring er knyttet til høye skjærspenninger som i steinfyllinger skjer i vegoverbygningen, mens nedknusning resulteres fra høye normalspenninger av steinfyllingens egenvekt.

Setninger som resulteres fra omlagring vil kunne minimeres betydelig ved å følge krav for utlegging av fyllinger i vegnormal [N200:2024, 1.13 \[1\]](#). Nedknusning av kontaktpunktene i fyllmassen gir den dominerende andelen av setninger. Nedknusningen skjer i kornenes kontaktpunkter med en tidsforsinkelse som forklares med nedbrytning/forvitring og sprekke dannelse i overflaten på enkeltkornene. Restpartikler fra nedknusning ville kunne endre og degradere styrken til fyllingen, endre dreneringsegenskaper og gjøre den utsatt for telehiv. Ulike materialer gir ulik risiko for nedknusing og er oppsummert i [tabell 8.7.2—1](#) og er utdypet i Jendeby [176]. Etter hvert som fyllingen setter seg, vil arealet av kontaktpunktene øke og kontaktspenningene vil avta og til slutt er steinfyllingen i balanse og setningene stopper opp.

Tabell 8.7.2—1 — Gunstig og ugunstig tilfeller for nedknusning

Gunstig	Ugunstig
Velgraderte fyllingsmaterialer	Ensgraderte fyllingsmaterialer
Lav flisighet	Høy flisighet
Høy lagringstetthet	Lav lagringstetthet
Høy styrke i enkeltkorn	Lav styrke i enkeltkorn
Lave spenninger	Høye spenninger
Lav luftfuktighet	Høy luftfuktighet

8.7.3 Estimerer på egensetninger i steinfyllinger

Setninger i steinfyllinger vil kunne ses på i to deler. Den første delen skjer i løpet av tiden det tar å bygge steinfylling. Den andre delen (beskrevet som kryptsetninger) vil kunne pågå i mange år og være tilnærmet proporsjonal med logaritmen til tiden. Mekanismer relatert til kryptsetninger i steinfyllinger er annerledes til kohesjonsjordarter gitt i [kapittel 8.5](#). For regning av kryptsetninger henvises det til Athanasiu et. al. [177] og Kermani [178].

Vurdering av egensetninger i steinfyllinger er basert hovedsakelig på erfaringer og empiriske korrelasjoner fra steinfyllingsdammer. Det er utviklet flere enkle uttrykk for overslag på størrelse på setninger i steinfyllinger som funksjon av fyllingshøyde (Kermani [178]). Basert på studie av data fra Hunter & Fell [179] vil total egensetning kunne estimeres som $0,1\%H$, hvor H er fyllingshøyden. Dette estimatet anses som konservativt dersom fyllingsmaterialet har god kvalitet og godt bygget (bl.a. komprimert riktig) i henhold til vegnormal [N200:2024 \[1\]](#).

8.8 Setninger i organiske jordarter

Definisjon på organiske jordarter finnes i NGF melding nr. 2 [68] og Roadex [180]. Organiske jordarter består av torv, gytje, dy, matjord, humus og mold. Organiske jordarter vil også kunne omfatte tilførte organiske stoffer i jordarter. Selv lavt organisk innhold vil kunne gi en betydelig økning av en jordarts evne til å oppta og binde vann og dermed medføre store endringer i jordartens mekaniske egenskaper. Først og fremst vil det høye vanninnholdet i organiske jordarter føre til stor kompressibilitet ved belastning eller drenering. I dette kapittelet er det gitt tilnærminger relatert til setningsberegninger i torv og gytje.

Myrområder lagrer store mengder av karbondioksid og det er viktig å bevare områdene i størst mulig grad. Det er viktig å være oppmerksom på at inngrep i myr kan påvirke bærekraften til myra og at metoden som velges i minst mulig utstrekning berører torvmekthetene. I tillegg er myrøkosystemet i stor grad avhengig av det høye nivået på grunnvannet. Derfor er det viktig å bevare myr og dets grunnvann. Dette innebærer at det er viktig å begrense eller unngå slike inngrep i forbindelse med

vegbygging (Statens vegvesen rapport nr. 423 [\[181\]](#)). Når det bygges på myrområder medfører dette store setninger som krever lang konsolideringstid.

Tilnærminger som benyttes for å regne setninger og setningsforløp på torv og gytje er gitt under.

8.8.1 Setninger i torv

Setninger som oppstår når en legger ut en vegfylling på torv skyldes flere faktorer. De to vesentligste bidragene får en ved utpressing av vann og ved en sideveis deformasjon av torvmassene. Begge disse faktorene har avgjørende betydning både for tidsforløpet og størrelsen av den endelige setningen. Forholdet mellom disse to bidragene avhenger av en lang rekke faktorer. Av disse nevnes torvens egenskaper, torvlagets tykkelse og belastning. Metoder som beskriver beregning av setninger i torv er delt i to deler og gitt nedenfor.

8.8.1.1 Setningsberegninger for torv

Torv er et svært variabelt materiale der materialegenskapene er et direkte resultat av den måten materialet ble dannet på. Torv opplever store setninger på grunn av økning i effektive spenning og tid (kryp deformasjon). Konsolideringstiden i materiale er også relativt lang.

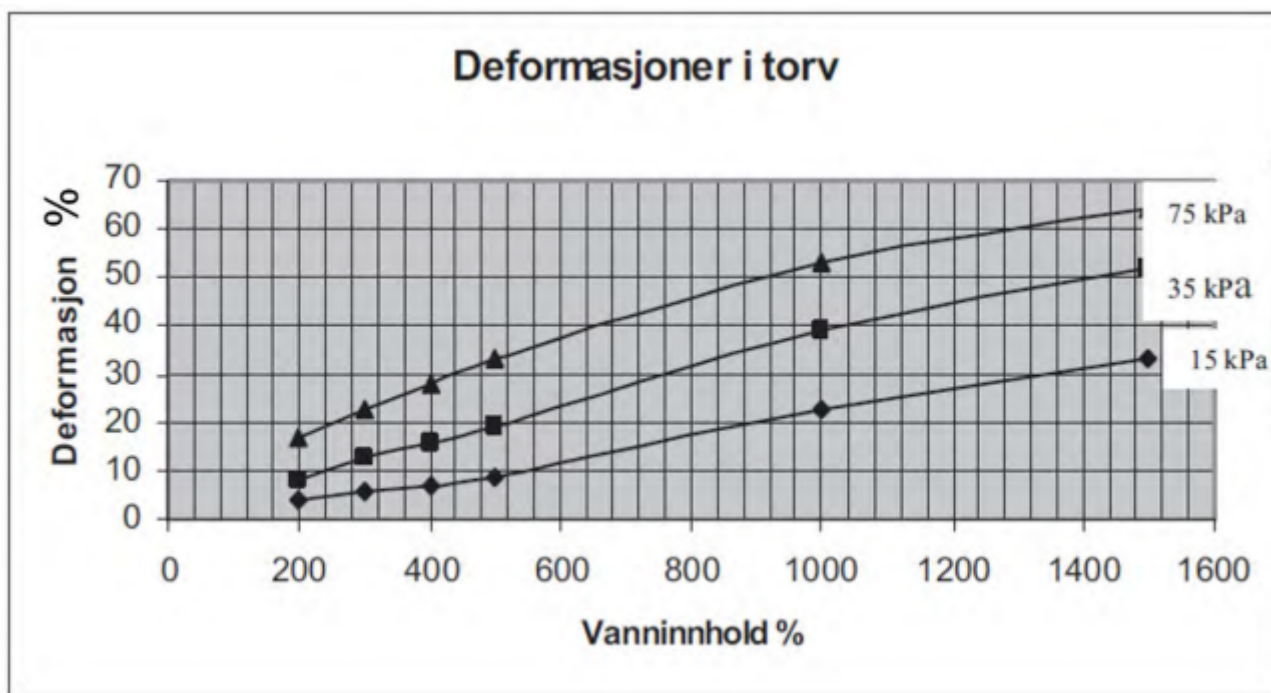
For praktiske problemstillinger anvendes tilnærminger gitt for kohesjons jordarter i [kapittel 8.5.3.2](#) med nødvendige tilpasninger, dvs. et unikt forhold mellom tøyning, effektivspenning og tøyningshastighet. Deformasjonsparametere anslås primært fra ødometerforsøk og tolkningen utføres basert på naturlig tøyning på grunn av store deformasjoner. Disse data anbefales supplert med anerkjente korrelasjoner basert på rutineundersøkellesdata jf. [Kapittel 3](#) i denne veiledningen. For eksempler på en slik tilnærming, basert på lab- og feltdata fra Norge og Sverige, henvises det til Long et.al. [\[182\]](#), [\[183\]](#). Fordelen med slike beregninger er at man får setningsforløpet med krypdeformasjon i både primære- og sekundære konsolideringsfaser. Derfor er dette en foretrukket metode for å regne setninger i torv når det behøves et realistisk anslag.

8.8.1.2 Forenklete setningsberegninger for torv

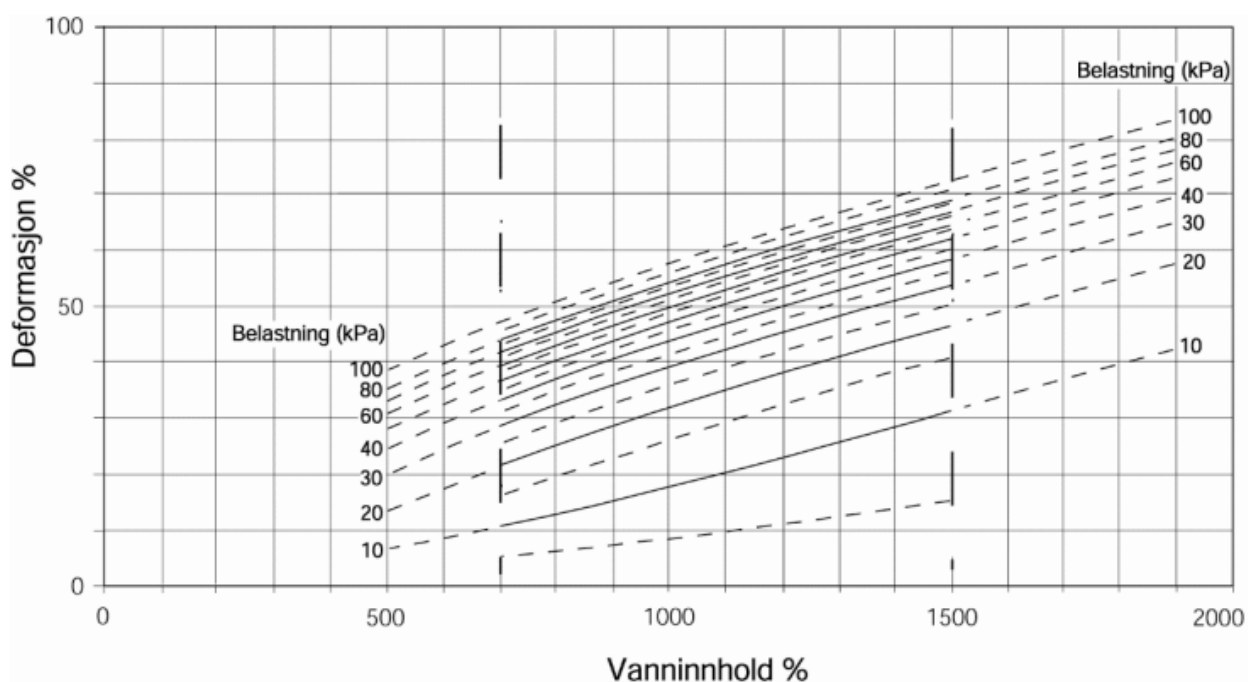
Ved bygging på torvavsetninger kan det gjøres overslag/estimat av setningenes størrelse der det ikke er utført ødometerforsøk.

Statens vegvesen har utarbeidet en metode der man med utgangspunkt i vanninnhold og tilleggsbelastning bestemmer torvavsetningens kompressibilitet i prosent av torvlagets tykkelse, se [figur 8.8.1.2—1](#). Grunnlaget er en serie ødometerforsøk på 33 prøver fra fire forskjellige torvavsetninger. Prøvene ble tatt med 54 mm prøvetaker og 99 forsøk er utført i spesielt framstilte ødometere med samme diameter som prøvetakeren. Det er på denne bakgrunn funnet en korrelasjon mellom kompressibiliteten, glødetap og vanninnhold. SVV Internrapport nr. 93 [\[184\]](#) har sammenstilt resultatene i to figurer som viser sammenhengen mellom kompressibilitet, glødetap og vanninnhold (100 – 3000%) for tre ulike belastningsnivå. [Figur 8.8.1.2—1](#) er en forenklet versjon av SVV Internrapport nr. 93 [\[184\]](#) og viser relasjonen mellom deformasjon og vanninnhold ved et glødetap på 100%. Ut fra vanninnhold vil man med kurvene i [figur 8.8.1.2—1](#) kunne gjøre et overslag over kompressibiliteten og dermed setningene for tilleggsbelastninger fra 15 til 75 kPa innenfor et variasjonsområde for vanninnhold på 200 – 1500 % (vektprosent). Tilsvarende erfaringer fra Sverige (Carlsten [\[185\]](#)) er gitt i [figur 8.8.1.2—2](#).

Kurvene har variasjoner i vanninnhold i området 500 – 1900 % (vektprosent) og belastninger i området 10 – 100 kPa.

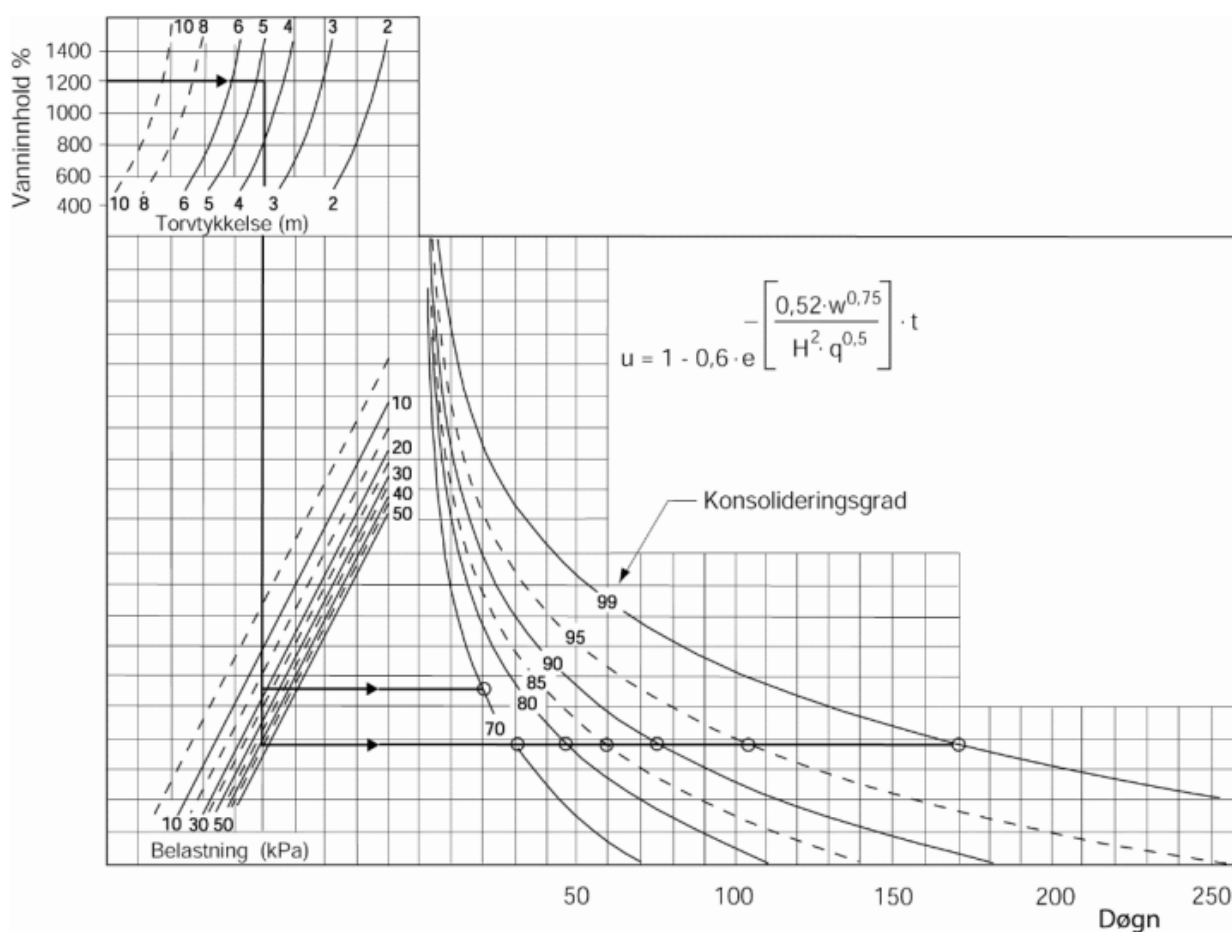


Figur 8.8.1.2—1 — Deformasjoner ved ulike belastninger og vanninnhold ved glødetap 100 % (modifisert etter SVV Internrapport nr. 93 [184])



Figur 8.8.1.2—2 — Deformasjon ved ulike belastninger og vanninnhold (Carlsten [185])

Figur 8.8.1.2—2 gir estimat for setninger og vurdering av tidsforløpet av setningene gjøres ved hjelp av figur 8.8.1.2—3. For gitte vanninnhold, torvtykkelse og belastning leses tid (i døgn) tilsvarende ulike konsolideringsgrad. Diagrammet forutsetter tosidig drenering av torvlaget. Dersom torvlaget har ensidig drenering multipliseres tykkelsen med 2 for å bruke figuren. Det bemerkes også at det vil oppstå krepsetninger under og etter endt konsolidering i torv. Utførte forsøk viser tidsmotstandstall, r_s , i størrelsesorden 25-75, se kapittel 3 eller Janbu [79].



Figur 8.8.1.2—3 — Sammenheng mellom belastning og deformasjon (etter Carlsen [185])

8.8.2 Setninger i gytje

Gytje er en organisk jordart dannet av mineralsk jord, plante- og dyrerester under vann. Gytje viser vanligvis organisk struktur og har gråbrun eller grågrønn farge. Marin gytje vil kunne forekomme i leiravsetninger. Vanninnholdet i gytje er som regel meget høyt sammenlignet med mineralske jordarter. Sammenlignet med torv har gytje betydelig lavere organisk innhold og vanninnhold (Larsson [89]). Basert på en felt- og laboratoriestudie på gytjemateriale med organisk innhold 5-30% og vanninnhold 80-400% er det funnet ulike veiledende parametre for setningsberegninger (Holstad [186]; Holstad & Degago [87]). Gytjemateriale i studie vil også kunne betraktes å representere organiskholdig mineralske jord, der den mineralske delen består av leirig silt.

Foretrukket tilnærming for beregning av setninger i gytje eller organiskholdige mineralske jordarter er som gitt i [kapittel 8.8.1.1](#). Det vil si ved å benytte metoder basert på et unikt forhold mellom tøyning, effektivspenning og tøyningshastighet gjennom primære og sekundærkonsolideringsfase som beskrevet i [kapittel 8.5.3](#). En mer presis parameter for beregning vil kunne oppnås ved ødometerforsøk i laboratoriet. På grunn av store deformasjoner er det da riktig å tolke parametre fra ødometerforsøk basert på naturlig tøyning. For valg av modultall for gytje vises det til [kapittel 3](#).

8.8.3 Bygging og kontroll på torv

Sammenlignet med andre jordarter vil bygging på torv teknisk sett være krevende. Likevel er det mulig å bygge veg på torv med godt resultat ved en kontrollert utførelse og bruk av forbelastning med måling av setninger eller bruk av lette fyllmasser. Begrenset mulighet ved store torvtykkelser (>~6 m). Ved etappevis utfylling vil den nødvendige fasthet i lite til middels omvandlet torv kunne bygges opp innenfor et rimelig tidsrom. Bruk av geonett for å bidra til bæreevne under bygging (jf. Munro [187] og Dimiter

[188]), slake skråninger (f.eks. helning 1:3) og god avstand til drengroftene vil også redusere ujevnheter og sideveis deformasjoner. Bruk av EPS for å passere myrområdet, som en myrbro av EPS, er et godt alternativ. For dokumentasjon av slik løsning i vegprosjekter henvises det til Statens vegvesen Intern rapport nr. 1160 [189] og Hermansen [190].

Kunnskap om effekten av forbelastningen er viktig. For et anlegg av en viss størrelse vil det kunne være riktig å utføre en prøvefylling. En slik fylling vil gi mer pålitelige data enn det man vil få ut av konsolideringsforsøkene eller de diagrammene som baserer seg på gjennomsnittsverdier. Forutsetningen er at man har tilstrekkelig tid til disposisjon.

Ved eventuelle underliggende bløte lag forutsettes sikkerheten mot glidninger å være tilfredsstillende. I slike tilfeller tas også setningsforholdene i disse lagene med i beregningen og det vil kunne være nødvendig med en annen utførelse for å få et tilfredsstillende resultat (f.eks. dypstabilisering, dypdrenering, lette masser og masseutskifting). Disse metodene behandles i veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [47].

8.9 Tiltak mot setninger

I tilfeller der beregnede setninger overskrider kravene i vegnormal N200:2024 skal setningsreduserende tiltak prosjekteres slik at kravene blir oppfylt jf. N200:2024, Krav 1.5—2.2 [1].

Planlegging av setningsreduserende tiltak er en integrert del av den geotekniske prosjekteringen. Valg av metoder for tiltak gjøres etter vurdering av flere forhold. Det tas hensyn til egenskaper og tykkelser på setningsgivende lag samt høyden på vegfyllingen. I tillegg defineres kravene til vegen ut ifra fartsgrense (se vegnormal N200:2024, 1.5 [1]). Disse kravene settes opp mot tekniske egenskaper og begrensninger for hver enkelt byggemetode. I prinsippet velges det mellom ulike typer tiltak, gruppert etter funksjon/virkemåte.

- 1) Redusere tilleggsbelastningene på setningsgivende jordlag
- 1) Øke jordstivheten
- 1) Øke setningsutviklingen i byggeperioden

En oversikt over de mest aktuelle metodene for setningsreduksjon og deres primære og sekundære virkemåter er vist i tabell 8.9—1. Det er mulig å kombinere flere av metodene. Mest aktuelle kombinasjonsløsninger er forbelastning i kombinasjon med vertikale dren og masseutskifting med lette fyllmasser (det siste dersom helt kompensert fundamentering ønskes). For mer detaljer vises det til kapittel 1 i veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [47].

Tabell 8.9—1 — Virkemåter for tiltak mot setninger

Tiltak/metode	Prinsipp	Virkemåter		
		Redusert tilleggsbelastning	Økt jordstivhet	Økt setningsutvikling i byggeperioden
Forbelastning	Påføring av last for å påskynde setning		○	●
Masseutskifting / Kompensert fundamentering	Skifte ut setningsgivende masser med friksjonsmasser (graving/fortrengning)		●	
Lette fyllmasser	Bruke masser med lavere tyngdetetthet enn stedlige masser	●		
Kalk- og sement peler	Kalk/sement blandes med bløt jordart for å øke styrken.		●	○
Vertikaldren	Dren installeres for å påskynde setninger gjerne i kombinasjon med forbelastning eller vegfylling i byggefase		○	●
Myrbru/lavbru	Last overføres til fast grunn eller berg ved bruk av peler	●		
Peler under fylling	Lastkapasitet økes ved bruk av peler og betongplater/striper	●		
Dypkomprimering	Komprimering for å øke densiteten i løst lagrede masser		●	●
● - primær virkemåte ○ - sekundær virkemåte				

8.10 Setningsoppfølging med målinger

Et system for oppfølging av setninger i fyllinger eller vegkonstruksjoner på bløt grunn i anleggs- og driftsfasen vurderes som del av den geotekniske prosjekteringen (se vegnormal [N200:2024, 1.3.3.2 \[1\]](#) og vegnormal [N400:2025, 5.5.1 \[9\]](#)).

Setningsoppfølgingen vil gi grunnlag for å:

- dokumentere effekten av ulike setningsreduserende tiltak
- følge opp setningene ved trinnvis oppbygging av fyllinger i anleggsfasen og setningsutviklingen over tid

- sammenligne med prosjekterte/beregnete setninger
- evaluere setningskravene

Setningsoppfølging med målinger er aktuelt når:

- det er mangel eller usikkerhet på beregnende setninger
- det er setningsømfintlig infrastruktur som en del av veg eller naboinfrastruktur
- det er behov for å dokumentere setningskravene etter tiltak

Setninger måles ved hjelp av ulike metoder som:

- nivellering av faste punkter på topp fylling
- slangesetningsmålinger for setningsprofil under og i fylling
- stenger på plate under og i fylling
- setningsmåling i enkeltpunkter (Geodetiske målinger)
- Inklinometer gjennom fyllinger eller i fyllingsfot er mulig å anvende for å måle horisontale bevegelser
- satellittmålinger

Valg av metode vil avhenge av om det er de totale setninger (dvs. setninger av undergrunn samt setning av utlagt materiale) eller om det kun er setninger av undergrunnen som registreres. For mer utdypning henvises det til veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#).

8.11 Regneprogrammer

I markedet finnes det en rekke enkle og mer avanserte programmer som er bygd på enten ovenstående teorigrunnlag eller annet. Programmer basert på forhold mellom effektivspenning, tøying og tøyningshastighet anbefales for tilfeller der det behøves presise setningsberegninger for kompliserte problemstillinger.

Det finnes ulike jordmodeller i ulike regneprogrammer som brukes avhengig av jordarter og problemstillingen. Det er svært viktig at man er godt kjent med de ulike jordmodellene og forutsetningene som ligger bak disse. Det er også viktig å tolke modellparametere for bruk i disse jordmodellene i samsvar med den tilsvarende jordmodellen og den aktuelle problemstillingen.

Det anbefales alltid å kontrollere resultater fra regneprogrammer med ytterligere vurderinger f.eks. håndberegninger. I så fall anbefales det generelt å regne et øvre og nedre estimat for å se hvilket variasjonsområde som forventes før man tar i bruk resultater fra regneprogrammer.

8.12 Symbolliste

Tabell 8.12—1

Symbol	Forklaring
a	Spenningseksponent
B	Bredde fundament
B'	Lastspredning
c_v	Konsolideringskoeffisient
γ	Total tyngdetetthet
γ'	Neddykket tyngdetetthet
γ_w	Tyngdetetthet vann
δ_{tot}	Totalsetning
$\delta_{\sigma'}$	Effektivespenningsavhengige deformasjoner
δ_t	Tidsavhengige deformasjoner (krypsetninger)
Δp	Tilleggsspenning
ϵ_v	Tøyning
ϵ_t	Tidsavhengig tøyning
$\epsilon_{\sigma'}$	Effektivspenningsavhengig tøyning
ϵ_{OC}	Tøyning i OC spenningsområde
ϵ_{NC}	Tøyning i NC spenningsområde
ϵ_{CRS}	Tøyningshastighet ved CRS-ødometerforsøk
f	Skjærmobiliseringsgrad
F_v	Vertikallast
H	Fyllingshøyde Porevannets drensvei
h	Virkelig tykkelse av lag
h_e	Ekvivalent tykkelse av lag
I	Boussinesqs faktor
k	Permeabilitetskoeffisient Konstant i Jakys metode
L	Lengde fundament
M	Deformasjonsmodul
M_c	Deformasjonsmodul
m	Modultall
OCR	Overkonsolideringsgrad
p'	Vertikal effektivspenning
p_0'	Vertikal effektivspenning før belastning
p_c'	Effektiv prekonsolideringsspenning . (Se også σ'_p)
$p_{c' \text{ felt}}$	Effektiv prekonsolideringsspenning fra felt
$p_{c' \text{ lab}}$	Effektiv prekonsolideringsspenning fra lab
p_r	Referanse effektivspenning i tolkning av Janbus modultall
q	Areallast

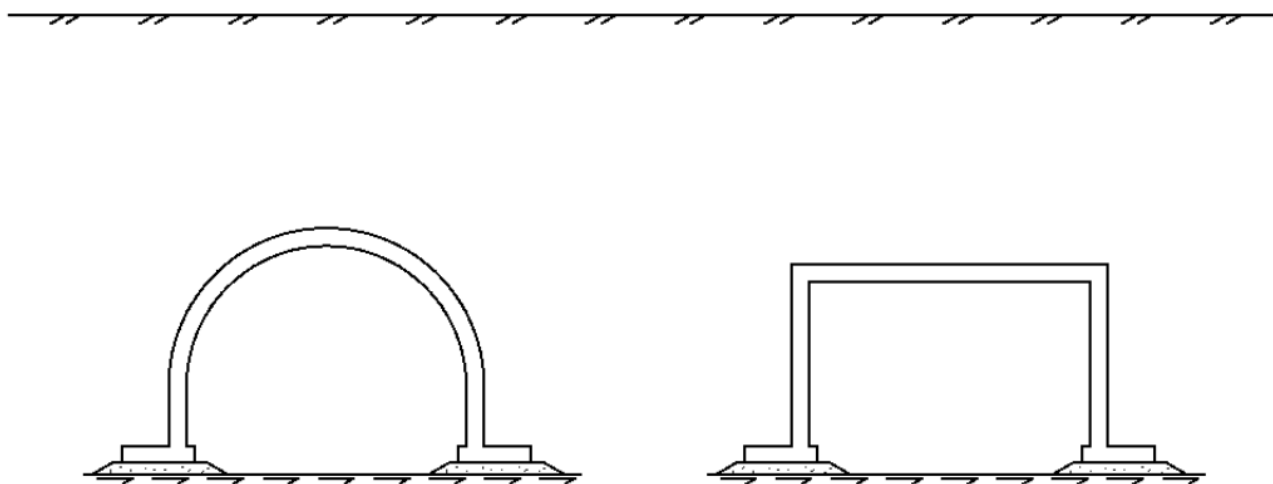
Tabell 8.12—1 (fortsettelse)

Symbol	Forklaring
q_m	Jevnt fordelt areallast
q_v	Stripelast på grunnen
r_s	Janbus tidsmotstandstall
σ_a	Referansespenning
σ'_p	Prekonsolideringsspenning
$\Delta\sigma'_v$	Pålasting
t	Tidsperiode
t_{ref_alder}	Tidslinje (referansetid) tilsvarende alder av leireavsetningen
$\dot{\epsilon}_{alder}$	Tøyningshastighet tilsvarende alder til leire
t_{ref_felt}	Tidslinje (referansetid) tilsvarende tøyningshastigheti felt
$\dot{\epsilon}_{felt}$	Tøyningshastighet i felt
t_{ref_lab}	Tidslinje (referansetid) tilsvarende labforsøk
$\dot{\epsilon}_{lab}$	Tøyningshastighet fra labforsøk
t_p	Tiden for 95 % konsolidering
t_{ref}	Referansetid
z	Dybde
z_0	Dybde til hvor tilleggsspenning Δp er lik 0
z_p	Tykkelse på jordlag hvor 95 % av konsolideringen er fullført etter tiden t_p

9 Jordtrykk mot stive hvelv og kulverter

9.1 Innledning

Dette kapitlet omhandler jordtrykk, jordstivheter og avanserte beregningsmetoder med hensyn til konstruksjonsanalyse for dimensjonering av betong og armering i typiske stive hvelv- og kulverttverrsnitt. Dette vil også kunne være deler av portalkonstruksjoner for tunneler. Fleksible kulverter og rør omhandles i [kapittel 13](#).



Figur 9.1—1 — Aktuelle konstruksjonstyper: Hvelv (buekulvert) og rektangulær kulvert

Nærmere bestemt beskriver første del av kapitlet jordtrykk med tilhørende lastkoeffisient og hvordan jordtrykk kombineres med vertikale laster. Det fokuserer særlig på jordtrykkets størrelse og avhengighet av konstruksjonens analysetilstand og (antatte små) deformasjoner. Både brudd- og bruksgrensetilstanden behandles. Graden av mulig skjevlast fra jordomfyllingen betraktes også, sammen med spesielle innflytelsesfaktorer på jordtrykket.

De laster som ikke er angitt i standarder, trafikklastforskriften [\[191\]](#) eller vegnormal [N400:2025 \[9\]](#) er anbefalinger som kan tilpasses ut fra prosjektspesifikke vurderinger.

Kapitlet er delt inn i tre ulike beregningsmetoder for ulike tilfeller av stive hvelv/kulverter og omgivelser/omfylling. **Beregningsmetode 1** omhandler de enkleste tilfellene hvor betongkonstruktøren selv utfører prosjekteringen. **Beregningsmetode 2** er for mer avanserte tilfeller som involverer jordas egenskaper i større grad, og hvor konstruktør og geotekniker samarbeider om å definere bl.a. jordfjærer (fjærstivheter). **Beregningsmetode 3** er for mer komplekse konstruksjoner som har behov for fulle samvirkeanalyser og er avhengig av en iterasjonsprosess mellom konstruktør og geotekniker, og hvor geoteknikken står mer sentralt i forståelsen av lastvirkninger.

Beregningsmetode 1 (Forenklet konstruksjonsanalyse) med jordtrykkslast som oppgitt i [kapittel 9.2](#) er en forenklet metode hvor jorden modelleres kun som last (uten stivhetsbidrag i samvirke med konstruksjon). Beregningsmetode 1 legger Dimensjoneringsmetode 2 iht. Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) til grunn, og forutsetter at det gjennom beregning eller vurdering er konkludert med at Dimensjoneringsmetode 3 ikke gir kritiske krefter. Normalt vil det være på den sikre siden å se bort ifra jordens stivhet. Metoden er i utgangspunktet kun gyldig for tilbakefylling med knuste steinmaterialer (velgradert og/eller grov pukk/kult/sprengstein). Metoden vil imidlertid også kunne benyttes for tilfeller med andre typer friksjonsmasser som for eksempel sand, grus eller morene, men i slike tilfeller vurderes jordtrykkskoeffisientens størrelse spesielt.

Beregningsmetode 2 (Konstruksjonsanalyse med jordfjærer) omtales nærmere i [kapittel 9.3](#) og er for de tilfeller som vil være noe mer avanserte enn den forenklete metoden. Beregningsmetode 2 legger også Dimensjoneringsmetode 2 iht. Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) til grunn, og forutsetter at det gjennom beregning eller vurdering er konkludert med at Dimensjoneringsmetode 3 ikke gir kritiske krefter. For **Beregningsmetode 2** vil det være et behov for at konstruktøren samarbeider med geotekniker for å få definert fjærstivheter i sin modell.

Beregningsmetode 3 (Konstruksjonsanalyse med fullt samvirke) omtales nærmere i [kapittel 9.4](#) og er for mer komplekse konstruksjoner og omgivelser hvor fulle samvirkeanalyser er nødvendige. Det er her behov for en iterasjonsprosess mellom konstruktør og geotekniker.

[Kapittel 9.5](#) omtaler spesielle jordtrykksforhold så som jordtrykkets deformasjonsavhengighet, silotrykk, komprimeringstrykk, samt andre typer jordmasser. Dette utdyper geoteknisk grunnlag og forståelse for beskrevne beregningsmetoder.

9.2 Beregningsmetode 1: Forenklet konstruksjonsanalyse

9.2.1 Innledning

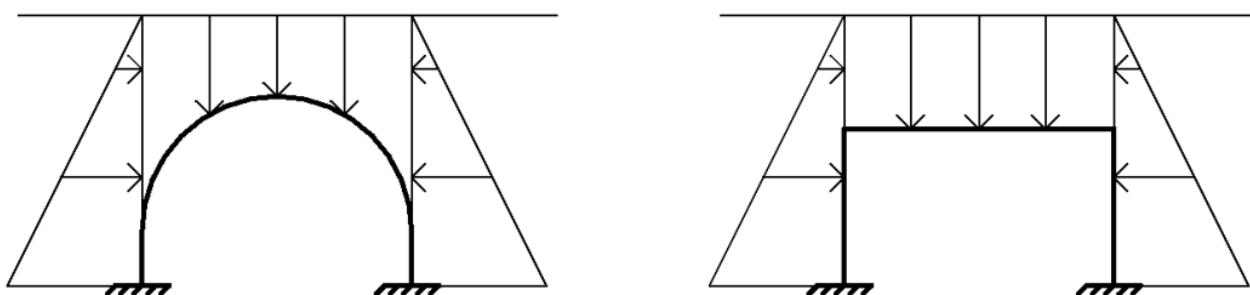
Her beskrives en forenklet metode for hvordan jordtrykk modelleres som last i konstruksjonsanalyse av stive hvelv eller kulverter.

Gyldigheten av kapittelet er begrenset til:

- stive betongkonstruksjoner
- strenge krav til omfylling (lagvis utlegging med god og standardisert komprimering)
- i utgangspunktet knuste steinmasser av god kvalitet i tilbakefylling
- konstruksjoner der geoteknisk stabilitet ikke er en problemstilling (dvs. problemstillinger hvor geoteknisk bæreevne og glidning er kontrollert etter geotekniske metoder)

Med «stive konstruksjoner» menes betongkonstruksjoner som er så stive at forskyvningene i konstruksjonen bare i liten grad påvirker jordtrykket. I tvilstilfeller avklares dette med geotekniker.

Det antas små forskyvninger i konstruksjon og løsmasser slik at jordtrykk vil kunne beregnes med utgangspunkt i en tilstand med hvilejordtrykk, men hvor det tas visse hensyn til deformasjonenes mønster og størrelse.



Figur 9.2.1—1 — Virkningen av jord som projiserte laster

Den forenklete konstruksjonsanalysen baseres på at lastene mot konstruksjonen uttrykkes som horisontalt projiserte laster (jordtrykk) og vertikalt projiserte laster (tyngde). Dette er illustrert i [figur 9.2.1—1](#).

Videre ser metoden bort fra samvirke mellom konstruksjon og jord. Dvs. at jordtrykkets deformasjonsavhengighet ikke tas med i modelleringen. Bedre tilnærminger og mer avanserte metoder som tar hensyn til jordtrykkets deformasjonsavhengighet (stivhetsrelasjoner) er omtalt i [kapittel 9.3](#) og [kapittel 9.4](#).

Beregning av snittkrefter i den forenklede konstruksjonsanalysen tilsvarer det som Eurokode 0 [\[2\]](#) omtaler som «Metode 2» og som i Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) er omtalt som "Dimensjoneringsmetode 2", jf. [Kapittel 1.1.2](#). For å bruke "Beregningsmetode 1 - Forenklet konstruksjonsanalyse" beskrevet i dette kapittelet forutsettes det at det gjennom beregning eller vurdering er konkludert med at "Dimensjoneringsmetode 3" etter Eurokoden ikke gir kritiske krefter. Bakgrunnen for valget av å bruke "Dimensjoneringsmetode 2" er som følger:

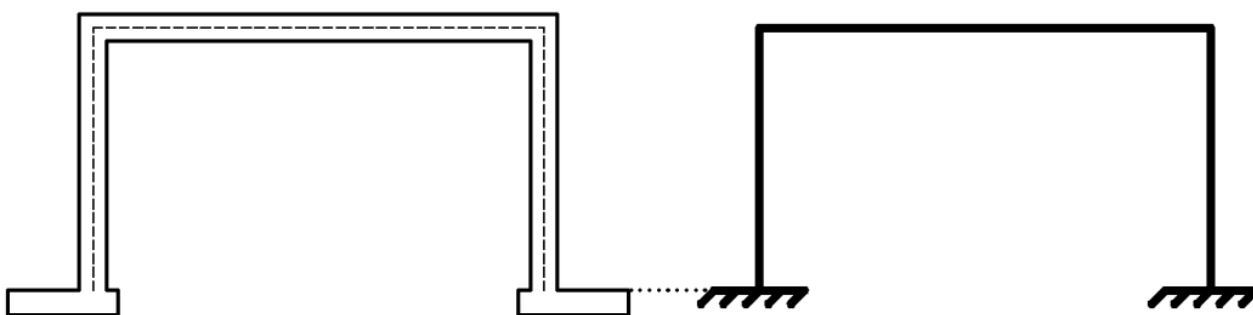
Med referanse til Eurokodenes definisjon av begrepene «Dimensjoneringsmetode 2 og 3» angir NA.A1.3.1(5) i Eurokode 0 [\[2\]](#) at unntatt for prosjektering av peler skal Dimensjoneringsmetode 3 brukes ved geoteknisk prosjektering. Dimensjoneringsmetode 3 bygger på grenselikevektsmetoden og forutsetter at tilstrekkelige deformasjoner kan utvikle seg til at skjærbrudd i jorda oppstår. Dette er ofte ikke tilfellet når det gjelder jordtrykk mot støttevegger og konstruksjoner. Dimensjoneringsmetode 3 dekker da ikke problemstillingen, og vil ikke gi fornuftig sikkerhetsmargin i bruddgrensedimensjoneringen av konstruksjonen. Selv om man på forskjellige vis prøver å tilpasse jordtrykksfaktorer i beregningen av jordtrykket, vil dette uansett ikke tilsvare Metode 3. I denne sammenheng nevnes at formel for hviletrykk gitt i Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) punkt 9.5.2 er en empirisk formel for beregning av karakteristisk hviletrykkskoeffisient. Jordens materialfaktorer i Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) er ikke kalibrert for bruk i denne formelen. Det betyr at sikkerhet på lastsiden ikke kan bakes inn via en forhøyet hviletrykkskoeffisient basert på jordens materialfaktorer, som er konseptet i Metode 3. Dermed er det nødvendig at sikkerheten på lastsiden ivaretas på andre måter, og dette kan gjøres ved etter-faktorisering av karakteristisk jordtrykk, dvs. Metode 2.

Videre nevner NA.A2.3.1(5) Eurokode 0 [\[2\]](#) andre faktoreringsmetoder for noen gitte tilfeller, uten i klartekst å si at dette egentlig svarer til Metode 2. Metode 2 legger til grunn karakteristisk analyse av jordtrykk med tilhørende krefter i konstruksjoner, med etter-faktorisering av resultatene for å finne dimensjonerende krefter eller jordtrykk. Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) angir mange steder at det ved beregning av jordtrykk må tas hensyn til hvilke deformasjoner som kan oppstå eller er akseptable. Jordtrykk beregnes i samsvar med hvilken deformasjon som forventes, og da brukes Metode 2 for å legge inn sikkerhetsmargin i bruddgrensetilstanden.

[Kapittel 9.2](#) legger til grunn at alle deformasjoner av konstruksjonsdeler er neglisjerbar, dvs. at en som utgangspunkt kan anta hviletrykk mot konstruksjonene. Dette vil normalt være konservativt for dimensjonering av konstruksjonsdeler som kulverter og hvelv. Delkapittelet presenterer i samsvar med Metode 2 kombinasjoner av faktorer for å faktorisere alle karakteristiske jordtrykk og laster for beregning av dimensjonerende krefter i konstruksjonen. Faktorene inkluderer påkrevd usikkerhetsvariasjon i jordtrykksfaktorer, dvs. at det ikke er meningen å anta ytterligere variasjon i disse.

9.2.2 Beregningsmodell

Hvelv eller kulverttverrsnitt modelleres langs konstruksjonens systemlinjer. Nedenfor er dette illustrert ved et rektangulært kulverttverrsnitt. Det samme prinsippet vil også kunne legges til grunn for hvelvtverrsnitt.



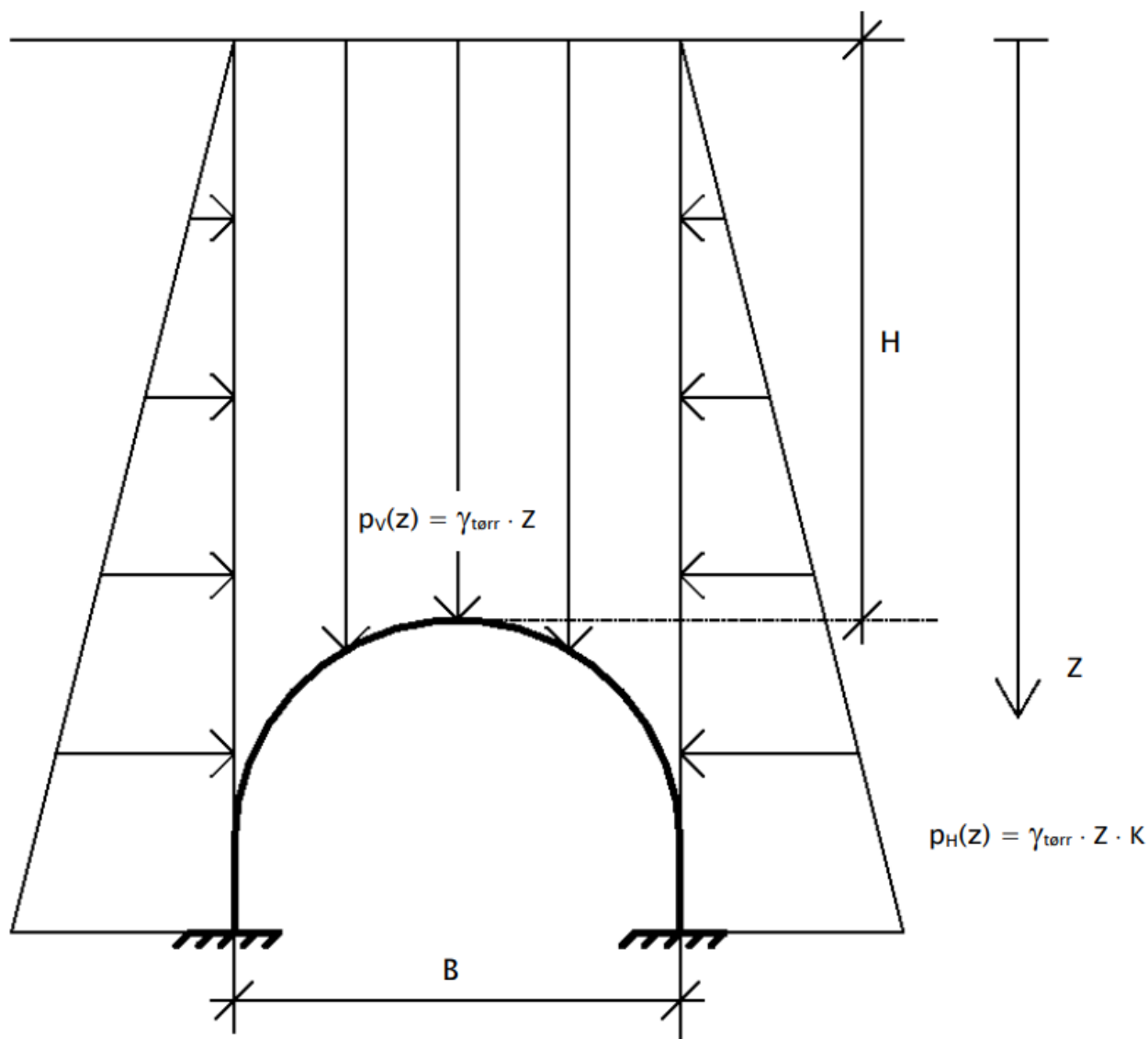
Figur 9.2.2—1 — Beregningsmodell langs konstruksjonens systemlinjer

Som hovedprinsipp legges til grunn at det benyttes en to-dimensjonal plan rammemodell med bjelkeelementer. I tilfeller med utpreget tre-dimensjonal bæring i konstruksjonen, for eksempel virkningen av hjultrykk i tilfeller hvor det går en veg over taket, vurderes det å benytte en tre-dimensjonal skallmodell. Alternativt utføre en studie med en tre-dimensjonal skallmodell for å bestemme en passende fordelingsbredde i en plan rammemodell.

For bæreevneberegninger av fundamenter henvises det til vegnormal [N400:2025, 7.2.2 \[9\]](#) og i denne veiledningen til [kapittel 7](#), mens det for setninger vises til [kapittel 8](#).

Forenklet konstruksjonsanalyse baseres på inndeling i 7 laster:

Last 1:	Egenvekt betong
Last 2:	Tyngde jord
Last 3:	Jordtrykk
Last 4:	Terrenglast
Last 5:	Trafikklast
Last 6:	Skjevlast i ferdig tilstand
Last 7:	Skjevlast i byggetilstand



MERKNAD hvor

H = Høyde fra overkant tak til overkant terreng

Z = Avstand fra terrengnivå til betraktet punkt

B = Bredde målt til systemlinje

$\gamma_{tørr}$ = Jordens tyngdetetthet, drenerte masser

$P_v(z)$ = Vertikalt jordtrykk mot konstruksjonen som funksjon av Z

$P_h(z)$ = Horisontalt jordtrykk mot konstruksjonen som funksjon av Z

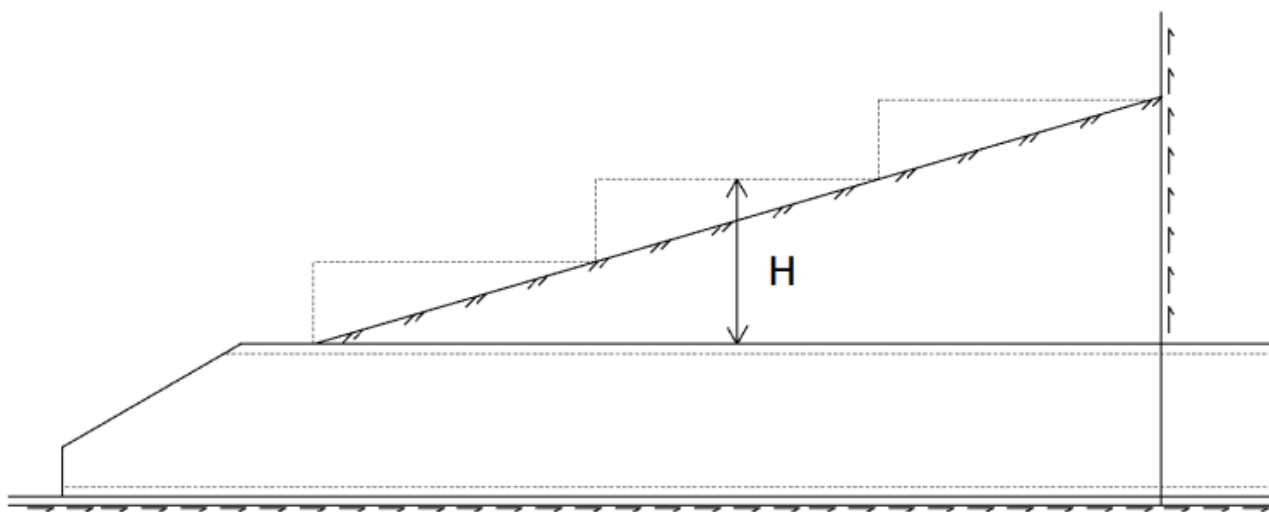
K = Jordtrykkskoeffisient

Figur 9.2.2—2 — To-dimensjonal rammemodell

[Figur 9.2.2—2](#) viser en typisk to-dimensjonal rammemodell.

Ved skrått terreng, se [kapittel 9.2.13](#).

Kulvert- eller hvelvtverrsnitt inngår ofte i portaler med varierende overfyllingshøyde:



Figur 9.2.2—3 — Løsmassetunnel med varierende overfyllingshøyde

I tilfeller med varierende overfyllingshøyde, vil dimensjonering og analyse med to-dimensjonal rammemodell kunne deles opp i etapper som illustrert i [figur 9.2.2—3](#). Hver etappe dimensjoneres for største høyde H innenfor etappen. I tilfeller hvor det benyttes en tre-dimensjonal skallmodell, benyttes varierende jordlast tilsvarende overfyllingshøyden.

I figurene over er det illustrert full momentinnspenning ved overkant fundament. Denne forenkling legges til grunn for tilfeller med såle støpt direkte på berg. Metoden vurderes også akseptabel for tilfeller med relativt tynn pute av komprimerte steinmaterialer mellom berg og fundament. En forutsetning for innspenning i sistnevnte tilfelle er at putens gjennomsnittlige tykkelse ikke overstiger $1/6$ av fundamentbredden, men likevel ikke er tykkere enn 50 cm for fundamentbredder mer enn 3,0 m. Det forutsettes moderate trykkspenninger mot steinlaget for å unngå unormal nedknusing av kornskjelettet (og dermed økte deformasjoner).

For konstruksjoner med hel bunnplate vurderes randbetingelse spesielt, se [kapittel 9.2.12](#).

Ved lokal undersprenging som medfører tykkere lag av sprengstein eller løsgjort berg, vil det fortsatt kunne regnes momentinnspent dersom utbredelsen av undersprengningen i lengderetningen er mindre eller lik $1/3$ av hvelvhøyden. Innspenningsgrad i andre tilfeller vurderes spesielt i det enkelte tilfelle.

For tilfeller hvor fundamenter står på et tykkere lag av knuste steinmaterialer, eller ved direkte fundamentering på masser med lavere styrke eller stivhet anbefales det å inkludere selve fundamentet i rammemodellen med fjærer i underkant som representerer jordens stivhet, se [kapittel 9.3.3](#) og [kapittel 9.3.4](#). Jordfjærenes stivhet bestemmes i samråd med geotekniker.

I noen tilfeller vil en antagelse om full momentinnspenning medføre uforholdsmessig mye armering ved overgang til fundament. I slike tilfeller er det legitimt å ta hensyn til at opprissing vil kunne gi en lokal stivhetsreduksjon med tilhørende redusert momentinnspenningsgrad. Graden av stivhetsreduksjon i konstruksjonen vurderes særskilt for det enkelte tilfelle.

9.2.3 Egenvekt betong (Last 1)

Egenvekt for armert betong kan normalt regnes $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$.

9.2.4 Tyngde jord (Last 2)

Tyngde av jord modelleres som vertikal last som illustrert i [figur 9.2.2—2](#). Med knuste steinmaterialer som tilbakefyllingsmasser, benyttes tyngdetetthet $\gamma_{\text{tørr}} = 19 \text{ kN/m}^3$ i beregningene.

I tilfeller med stor overfyllingshøyde, vil det kunne være tilfellet at høyereliggende jordlag består av andre typer jordmaterialer enn knuste steinmaterialer. Beregningene forutsettes i så fall å ta hensyn til at slike jordmaterialer vil kunne ha en annen tyngdetetthet. Det vises til [kapittel 9.5.4](#).

9.2.5 Jordtrykk (Last 3)

Jordtrykk (sidetrykk) modelleres som illustrert i [figur 9.2.2—2](#). Beregningene tar utgangspunkt i hviletrykk for et knust steinmateriale. Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) angir at hviletrykkskoeffisienten kan være:

$$K_0 = (1 - \sin\varphi) \cdot \sqrt{OCR} \quad (9.2.5—1)$$

hvor OCR uttrykker spenningshistorien. For normal komprimering kan OCR settes til 1,0.

Knuste steinmasser av god kvalitet som er aktuelle som tilbakefyllingsmateriale har ofte en friksjonsvinkel innenfor et variasjonsområde 42 – 45 grader. Ved bruk av [formel \(9.2.5—1\)](#) følger et variasjonsområde for $K_0 = 0,29 - 0,33$.

I den forenklete konstruksjonsanalysen er det valgt å benytte følgende faste verdi:

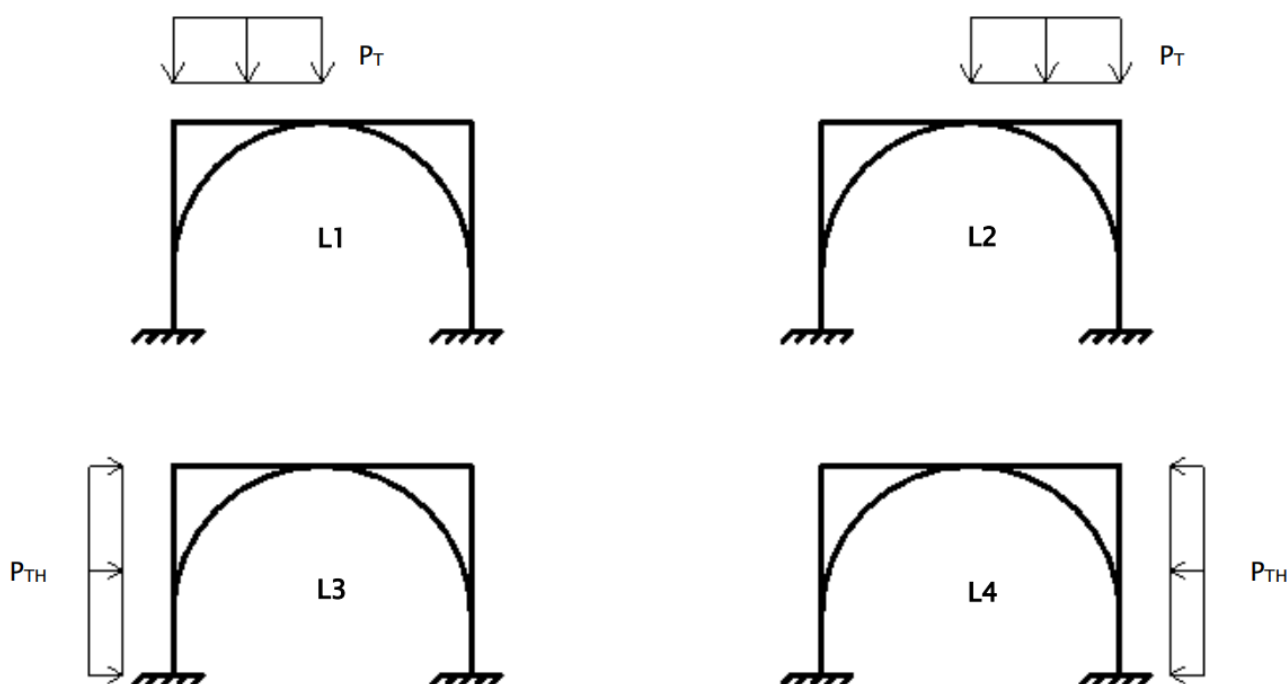
$$K = 0,33$$

For denne type konstruksjoner vil lavt jordtrykk kombinert med høy vertikal last kunne være ugunstig. For å gi robusthet er det valgt å benytte en reduksjonsfaktor 0,68 i noen av bruddgrensekombinasjonene, se [kapittel 9.2.10](#).

9.2.6 Terrenglast (Last 4)

Last på terreng i ferdig tilstand kan stamme fra snø, folkemengder, terrenggående kjøretøy, eller uforutsett lagring av materialer eller utstyr. En praktisk vurdering tilsier at slike laster kan representeres ved 5 kN/m² eller mindre. Det foreslås likevel å regne med en terrenglast på 10 kN/m². Denne relativt høye lastintensiteten er ment å ta høyde for at ferdig planert nivå vil kunne avvike fra prosjektert nivå. Som et eksempel gir et nivåavvik på 0,25 meter et tillegg på ca. 5 kN/m².

Så selv om dette kapitlet omtales som terrenglast, er det ment å dekke opp for avvik i ferdig planert nivå, i tillegg til fysikalske laster på terrengoverflaten. En lastintensitet på 10 kN/m² gir også noe slingringsmonn for fremtidige bruksendringer av arealet over eller til siden for konstruksjonen.



Figur 9.2.6—1 — Terrenglast

$$P_T = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{TH} = 10 \text{ kN/m}^2 \cdot K$$

I analysen kan de 4 viste lasttilfellene kombineres på alle tenkbare måter hvor hvert enkelt lasttilfelle bare tas med dersom det virker ugunstig. De fleste regneprogrammer har rutiner som enkelt utfører slik kombinerings. Har man f.eks. en situasjon med terrenglast over hele taket, men ingen terrenglast på utsiden av veggene, blir denne situasjonen representert ved: $1,0 \cdot L1 + 1,0 \cdot L2 + 0 \cdot L3 + 0 \cdot L4$. Eller f.eks. om det er terrenglast på halve taket og kun på utsiden av en av veggene: $1,0 \cdot L1 + 0 \cdot L2 + 0 \cdot L3 + 1,0 \cdot L4$. Den siste kombinasjonen kunne også ha vært: $1,0 \cdot L1 + 0 \cdot L2 + 1,0 \cdot L3 + 0 \cdot L4$.

Terrenglast trenger ikke nødvendigvis representeres ved en vilkårlig kombinerings av 4 slike lasttilfeller. Den kan modelleres på andre måter også. Normalt vil en slik terrenglast bare utgjøre et moderat lastbidrag og det anses da tilstrekkelig å begrense terrenglasten til å virke på hele eller halve deler som illustrert.

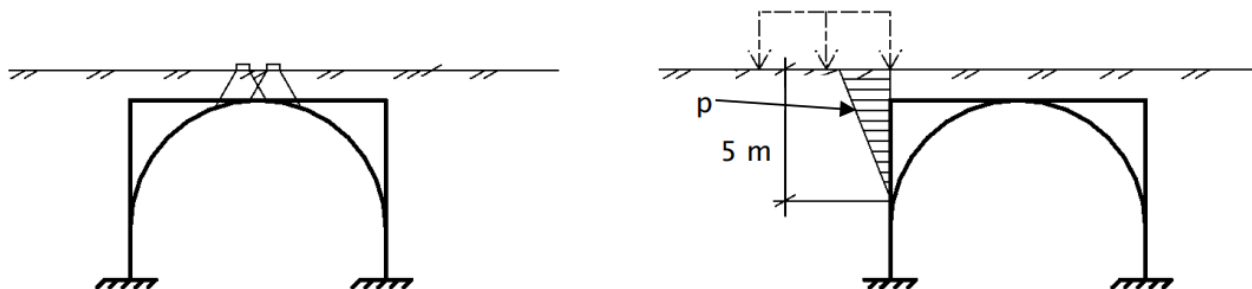
9.2.7 Trafikklast (Last 5)

Trafikklaster er generelt gitt i Eurokode 1 – del 2 [\[192\]](#) og i Trafikklastforskriften [\[191\]](#).

Trafikklstens virkning på konstruksjonen vil avhenge av overfyllingshøyden, med hvilken skjevhet vegen krysser over konstruksjonen, og geometrien på konstruksjonen relativt bredde og antall kjørefelt på vegen. Følgende hovedprinsipp kan legges til grunn:

For virkningen av aksellaster, gjelder i utgangspunktet LM1 og LM2 i Eurokode. Hvert hjultrykk behandles som en egen lastflate. Det kan regnes med spredning 30 grader nedover i jordmassene. Dette vil føre til flere overlappende lastflater fra ulike hjultrykk. I figuren under, hvor det står hjultrykk midt på taket, gir hjultrykkene kun vertikal last – ikke sidetrykk. Dersom aksellastene står ved siden av konstruksjonen, slik at de gir sidetrykk, kan virkningen forenkles til en trekantformet sidetrykksfordeling basert på vegnornal [N400:2025, Krav 4.6—3 \[9\]](#). Også dette er illustrert i figuren under. Det finnes med andre ord to ytterligheter for modellering av aksellaster. Står de midt oppå, gir de konsentrerte vertikale laster med utgangspunkt i Eurokode. Står de ved siden av, kan virkningen forenkles til et sidetrykk basert

på vegnormal [N400:2025, Krav 4.6—3 \[9\]](#). For mellomliggende tilfeller med konsentrerte hjultrykk over et område hvor taket ikke er flatt, vurderes lastpåføringen spesielt for hvert enkelt tilfelle.



Figur 9.2.7—1 — Virkingen av aksellaster fra trafikk

$$p = 25 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,33 = 8,25 \text{ kN/m}^2$$

Vertikalt trykk på taket på grunn av jevnt fordelt trafikklast LM1 i kjørefeltene er 5,4 kN/m² eller 2,5 kN/m² og for GS-veg 5,0 kN/m² eller 2,5 kN/m², se Eurokode 1 – del 2 [\[192\]](#). Sidetrykk på veggene fra jevnt fordelt trafikklast baseres imidlertid på vegnormal [N400:2025 \[9\]](#) hvor utgangspunktet er en flatelast på 5 kN/m² - uavhengig av hvilket kjørefelt det er tale om. Det betyr at sidetrykk fra jevnt fordelt trafikklast settes lik 5 kN/m² x 0,33 = 1,65 kN/m². Merk at sidetrykket fra jevnt fordelt trafikklast er konstant nedover i jordmassene - ikke lineær avtrapping som for bidraget fra aksellaster.

For virkingen av jevnt fordelt trafikklast, anbefales det å regne med alle mulige kombinasjoner av vertikal last på taket og sidetrykk på veggene tilsvarende prinsippet som for terrenglast i foregående kapittel.

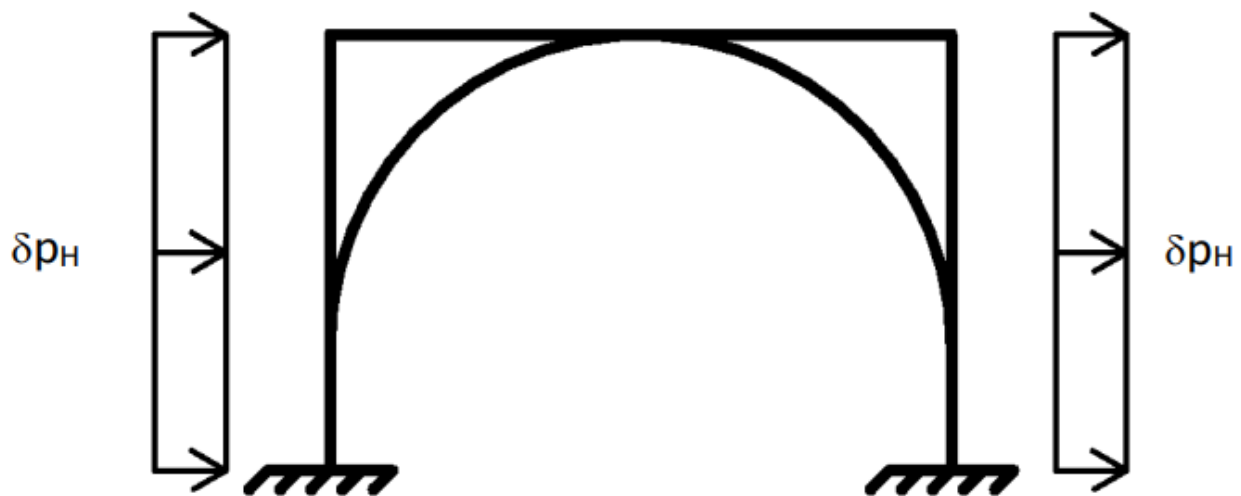
GS-veg får også last fra tjenestekjøretøy med aksellaster 80 kN + 40 kN i henhold til Eurokode 1 – del 2 [\[192\]](#) (NA.5.3.2.3). Sidetrykk på grunn av disse aksellastene er ikke bestemt i vegnormal [N400:2025, Krav 4.6—3 \[9\]](#) og vurderes i hvert enkelt tilfelle.

9.2.8 Skjevlast i ferdig tilstand (Last 6)

Denne type konstruksjoner kan være sensitive for ubalansert horisontalt jordtrykk – dvs. skjevlast. Selv om prosjektert ferdig overfylling er symmetrisk i tverretning, anbefales det at ferdig konstruksjon regnes med en skjevlast tilsvarende 1,0 meter nivåforskjell på de to sidene. En slik nivåforskjell er ment å ta høyde for:

- at jordmaterialet på de to sidene kan ha ulike egenskaper
- ulikt komprimeringsresultat på de to sidene
- at ferdig planert terrengnivå kan avvike fra prosjektert nivå

En slik skjevlast kan modelleres som en økning av sidetrykk tilsvarende 0,5 meter ekstra jord på den ene siden og en like stor reduksjon på motsatt side.



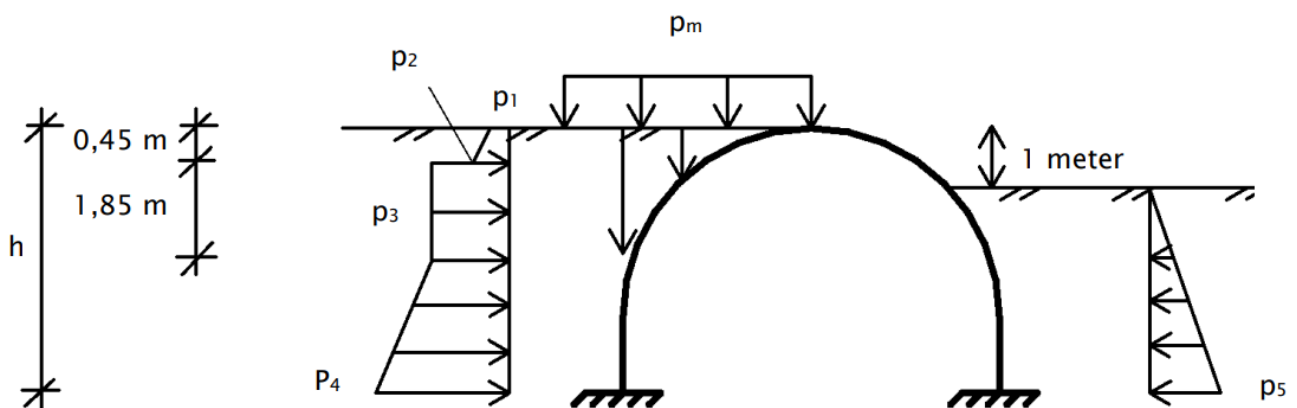
Figur 9.2.8—1 — Skjevlast i ferdig tilstand

$\delta p_H = \gamma_{tørr} \cdot 0,5m \cdot K$ på hver side som illustrert

Det er ikke intensjonen at denne lasten påfører ekstra vertikal belastning på taket. Kun horisontalt projiserte laster påføres.

9.2.9 Skjevlast i byggetilstanden (Last 7)

Under bygging tillates normalt 1 meter nivåforskjell på de to sidene. Dette modelleres i et lasttilfelle som vist under.



Figur 9.2.9—1 — Skjevlast i byggetilstanden

I lasten inngår:

- jordtrykk på sidene beregnet med 1 meter nivåforskjell
- trykk fra komprimering, basert på [kapittel 9.5.3](#), anbefalt 16 kN/m^2
- tyngde av jord på den ene siden
- $p_m = 20 \text{ kN/m}^2$ terrenglast på den ene siden, dekkende for maskiner i anleggsperioden; dette kan vurderes prosjektspesifikt

Horisontalt trykk:

$$p_1 = p_m \cdot K$$

$$p_2 = p_1 + \gamma_{\text{tørr}} \cdot (0,45 \text{ m}) \cdot K$$

$$p_3 = 16 \text{ kN/m}^2$$

$$p_4 = \gamma_{\text{tørr}} \cdot h \cdot K$$

$$p_5 = \gamma_{\text{tørr}} \cdot (h - 1,0 \text{ m}) \cdot K$$

Vertikalt trykk på den ene halvdelen: Det påføres et vertikalt trykk på den ene halvdelen tilsvarende tyngden av «kilen» med jord. For et hvelv som over, vil dette trykket ha varierende intensitet. I tillegg påføres et vertikalt trykk lik $p_m = 20 \text{ kN/m}^2$. I tilfeller med rektangulær kulvert, utgår tyngden av jord slik at det vertikale trykket blir konstant lik p_m .

Vedrørende vertikal last p_m på den ene halvdelen: Det kontrolleres også for tilfeller uten denne – samtidig som alle de øvrige lastene beholdes. Dette dekker opp for et tilfelle at terrenglasten står et stykke til siden for konstruksjonen slik at den gir horisontalt trykk, men ikke vertikalt. Det er således egentlig to lasttilfeller som undersøkes – med og uten p_m .

Forenkling: Som en forenkling kan p_1 og p_2 erstattes av p_3 helt opp til terreng.

9.2.10 Kombinasjoner for bruddgrensetilstanden

Tabell 9.2.10—1 — Lastfaktorer for bruddgrensetilstanden

		Egen- vekt Betong Last 1	Tyngde jord Last 2	Jord- trykk Last 3	Terr. - last Last 4	Traf.- last Last 5	Skjev- last Ferdig tilstand Last 6	Skjev- last Bygge- tilstand Last 7
		γ_G	γ_{JV}	γ_{JH}	γ_T	γ_{TRAF}	γ_{SF}	γ_{SB}
Ferdig tilstand Uten veg over konstruksj- onen (Beregning 1)	Komb. 1	1,35	1,35	1,35	0,95	-	0,95	-
	Komb. 2	1,35	1,35	$0,68 \cdot 1,35$	0,95	-	0,95	-
	Komb. 3	1,2	1,2	1,2	1,35	-	1,35	-
	Komb. 4	1,2	1,2	$0,68 \cdot 1,2$	1,35	-	1,35	-
	Komb. 5	1,0	1,0	1,0	1,35	-	1,35	-
	Komb. 6	1,0	1,0	$0,68 \cdot 1,0$	1,35	-	1,35	-
Ferdig tilstand Med veg over konstruksj- onen (Beregning 2)	Komb. 7	1,35	1,35	1,35	-	0,95	0,95	-
	Komb. 8	1,35	1,35	$0,68 \cdot 1,35$	-	0,95	0,95	-
	Komb. 9	1,2	1,2	1,2	-	1,35	1,35	-
	Komb. 10	1,2	1,2	$0,68 \cdot 1,2$	-	1,35	1,35	-
	Komb. 11	1,0	1,0	1,0	-	1,35	1,35	-
	Komb. 12	1,0	1,0	$0,68 \cdot 1,0$	-	1,35	1,35	-
Byggetilstand	Komb. 13	1,35	-	-	-	-	-	0,95
	Komb. 14	1,2	-	-	-	-	-	1,35
	Komb. 15	1,0	-	-	-	-	-	1,35

Merknad 1: På samme måte som for dimensjonering av en brukonstruksjon, tas det her utgangspunkt i lastkoeffisient 1,35 for trafikklasten. Det er også valgt lastkoeffisient 1,35 for terrenglast og skjevlaster.

Merknad 2: For denne type konstruksjoner, vil høy vertikal last kombinert med lav sidestøtte (jordtrykk) ofte være ugunstig. Faktoren 0,68 er ment å gi robusthet for dette.

Merknad 3: Det virkelige antall lastkombinasjoner vil bli større enn angitt i tabellen da terrenglast og trafikklast kan ha mange ulike plasseringer, samt at skjevlast kan virke begge veier.

Merknad 4:

Beregning 1: Kombinasjon 1 – 6: Uten veg over konstruksjonen

Beregning 2: Kombinasjon 7 – 12: Med veg over konstruksjonen

Det er et paradoks at **beregning 1** kan gi større total last på taket enn **beregning 2**.

Dvs. at en konstruksjon uten veg over taket kan få høyere last sammenlignet med en konstruksjon med veg over taket. Grunnen til dette er den relativt høye terrenglasten á 10 kN/m² i **beregning 1**, mens **beregning 2** vil ha en generell flatelast på «bare» 5 kN/m². Hjultrykk kommer i tillegg i **beregning 2**, men avhengig av overfyllingshøyden og spredning kan den samlede last i **beregning 1** likevel bli høyere enn den i **beregning 2**. Dette kan synes ulogisk da trafikklast forventes å være en høyere last enn den som kan oppstå i et vilkårlig terreng. Som forklart i [kapittel 9.2.6](#) er imidlertid lastintensiteten på 10 kN/m² ment å ta høyde for avvik i planert nivå og fremtidige bruksendringer, i tillegg til fysikalske laster på terrengoverflaten. Spørsmålet som da melder seg, er om man bør ta hensyn til nivåavvik og bruksendringer også for tilfellet med en veg over konstruksjonen. Det kan legges til grunn at nivået på en vegbane bygges med høy grad av presisjon, noe som taler for at man ikke behøver å ta høyde for nivåavvik. På den annen side er det ikke utenkelig at man en gang i fremtiden vil ønske å heve vegbanens nivå, eller å gjøre en bruksendring på arealet.

For tilfeller hvor det planlegges med en veg over konstruksjonen, bør det avklares med prosjektet hvorvidt man velger å dimensjonere for den verste av **beregning 1** og **2**, eller om man kun dimensjonerer for **beregning 2**. For tilfeller hvor vegen planlegges bygget tilnærmet rett oppå taket uten overfyllingshøyde, som om det var en brukonstruksjon, er det nærliggende å dimensjonere kun for **beregning 2**. For tilfeller hvor vegen ligger på en fylling oppå taket, anbefales det å dimensjonere for den verste av **beregning 1** og **2**.

For konstruksjoner som ikke planlegges med veg over taket, utføres kun **beregning 1**.

Merknad 5:

Skjevlast i ferdig tilstand som angitt i [kapittel 9.2.8](#) anbefales alltid medtatt, uavhengig av om det er veg eller ikke over konstruksjonen. Eventuell skjevlast ved skrått terreng, [kapittel 9.2.13](#), kommer i tillegg til skjevlast i [kapittel 9.2.8](#).

9.2.11 Kombinasjoner for bruksgrensetilstanden

Tabell 9.2.11—1 — Lastfaktorer for bruksgrensetilstanden

		Egen- vekt Betong Last 1	Tyngde jord Last 2	Jord- trykk Last 3	Terr. - last Last 4	Traf.- last Last 5	Skjev- last ferdig tilstand Last 6	Skjev- last bygge- tilstand Last 7
		Y _G	Y _{JV}	Y _{JH}	Y _T	Y _{TRAF}	Y _{SF}	Y _{SB}
Ferdig tilstand (Beregning 1)	Komb. 16	1,0	1,0	1,0	0,7	-	1,0	-
Ferdig tilstand (Beregning 2)	Komb. 17	1,0	1,0	1,0	-	0,7	1,0	-
Byggetilstand	Komb. 18	1,0	-	-	-	-	-	0,7

Det virkelige antall lastkombinasjoner vil bli større enn angitt i tabellen da terrenglast og trafikklast kan ha mange ulike plasseringer, samt at skjevlast kan virke begge veier.

Tabellen over er dekkende for kombinasjon *ofte forekommende* og *sjeldent forekommende*. For *tilnærmet permanent*, kan lastkoeffisient 0,7 reduseres til 0,5.

9.2.12 Tilfeller med grunnvann på hel bunnplate

Høy grunnvannstand anbefales satt med utgangspunkt i 200 års returperiode.

I tilfeller med grunnvann i jordmassene, ville et naturlig utgangspunkt ha vært å kontrollere konstruksjonen for to ytterligheter; høyeste og laveste nivå av grunnvann. Den første ytterligheten vil gi maksimalt trykk mot veggene. Den andre vil gi minimalt trykk mot veggene.

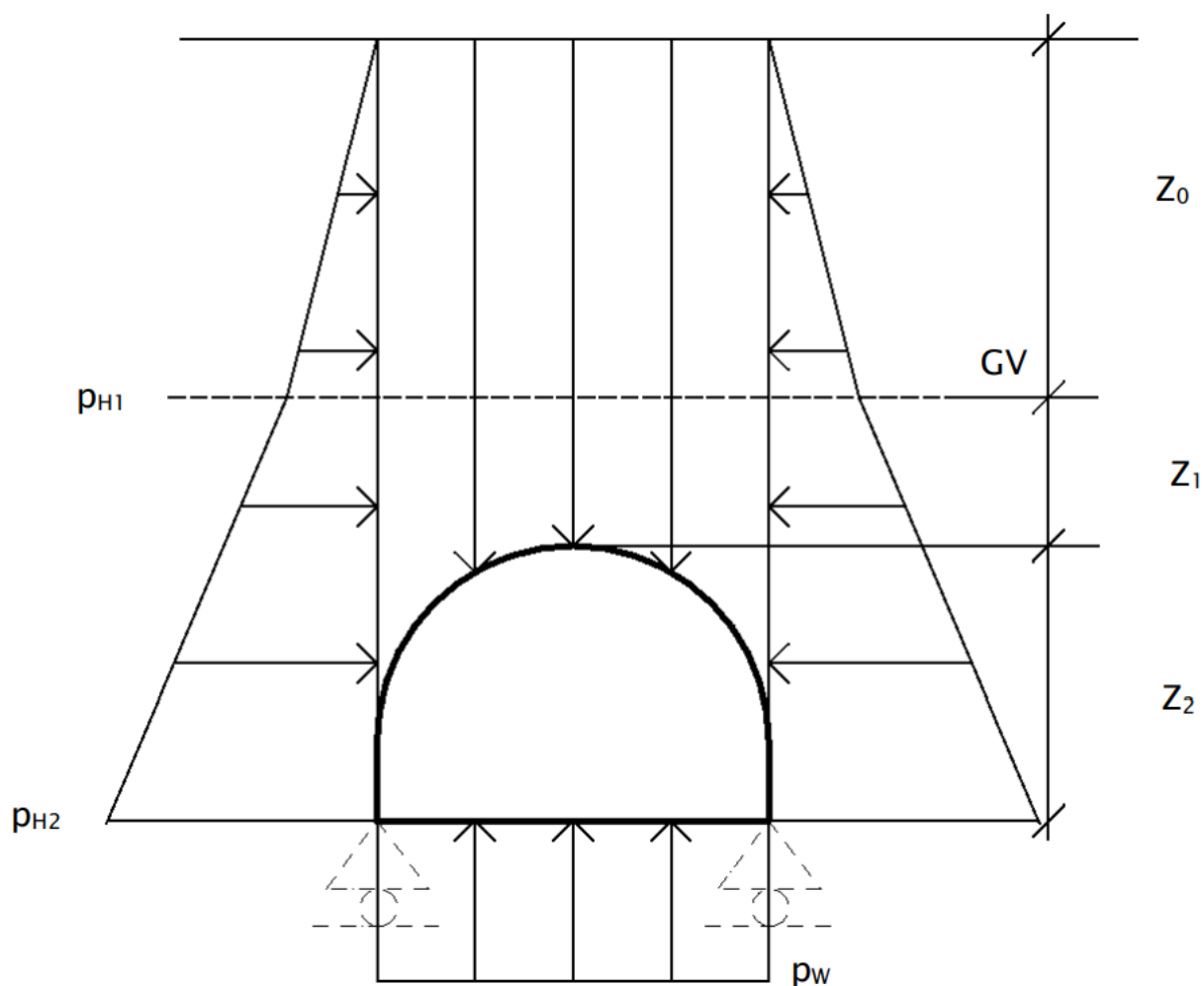
Det er imidlertid tvilsomt å ha som forutsetning at grunnvannet aldri vil bli drenert nær en konstruksjon omgitt av knuste steinmasser. Ytterligheten med minimalt trykk mot veggene forenkles derfor til å se helt bort ifra grunnvann. Å se helt bort i fra grunnvann vil gi det laveste trykket mot veggene.

For tilfeller med grunnvann utføres følgende beregninger:

- 1) Beregninger som angitt i kapitlene foran – dvs. ser helt bort ifra grunnvann. Undersøker kombinasjonene gitt foran
- 1) Beregninger med utgangspunkt i kapitlene foran, men justert for grunnvann som angitt under.

En konstruksjon som vil kunne bli eksponert for vanntrykk vil ofte være utført med en bunnplate, se [figur 9.2.12—1](#) under. For både 1) og 2) gjelder da at det gjøres spesielle vurderinger av randbetingelsene - innspenning i fot vegg vil ikke lenger kunne benyttes. Randbetingelser er omtalt til slutt i kapitlet.

Oppbygning av lasttilfeller og tilleggskombinasjoner som tar hensyn til grunnvann (2):



MERKNAD hvor

Z_0 = Avstand fra grunnvannsstands nivå til terrengoverflate

Z_1 = Avstand fra overkant tak til grunnvannsstands nivå

Z_2 = Avstand fra senter bunnplate til overkant tak

p_{H1} = Horisontalt trykk ved grunnvannstands nivå

p_{H2} = Horisontalt trykk i nivå tilsvarende senter bunnplate

Figur 9.2.12—1 — Virkningen av vanntrykk i forenklet konstruksjonsanalyse

[Figur 9.2.12—1](#) viser virkningen av vanntrykk i en forenklet konstruksjonsanalyse.

For beregninger med vanntrykk 2), er det kun last 2 og 3, tyngde av jord og jordtrykk, som behøver å endres. Disse erstattes av last 12 og 13 som beskrevet under.

Last 12:	Tyngde av jord hensyntatt i økning av tyngdetetthet (erstatte last 2)
Last 13:	Jordtrykk + Vanntrykk (erstatte last 3)

Last 12: Tyngde av jord hvor det tas hensyn til økning av tyngdetetthet i neddykket tilstand

Neddykket/effektiv tyngdetetthet for jord under grunnvannstanden beregnes som

$$\gamma_{eff} = \gamma_{tørr} - (1 - n) \cdot \gamma_w \quad (9.2.12-1)$$

hvor man hensyntar porøsiteten n i fyllmassene. Vannets tyngdetetthet, γ_w , regnes lik 10 kN/m^3 .

Samlet tyngdetetthet (under grunnvannstanden) blir:

$$\gamma_{tot} = \gamma_{tørr} + n \cdot \gamma_w \quad (9.2.12-2)$$

$\gamma_{tørr}$ er tyngdetettheten man bruker på drenerte masser uten vann tilstede (for tilsvarende porøsitet).

For steinmasser hvor $\gamma_{tørr} = 19 \text{ kN/m}^3$, fås i mettet tilstand ca. $\gamma_{tot} = 22 \text{ kN/m}^3$. Dette tilsvarer en porøsitet på ca. 30 %.

$$p_v = [z_0 \cdot \gamma_{tørr} + z_1 \cdot \gamma_{tot}] \quad (\text{midt oppå taket}) \quad (9.2.12-3)$$

Last 13: Summen av jordtrykk og vanntrykk som én last

Ett og samme lasttilfelle med én og samme lastkoeffisient uttrykker det samlede horisontale trykket mot konstruksjonen. Å modellere virkningen av vanntrykk på denne måten, er en forenkling til sikker side med de lastfaktorer som her benyttes.

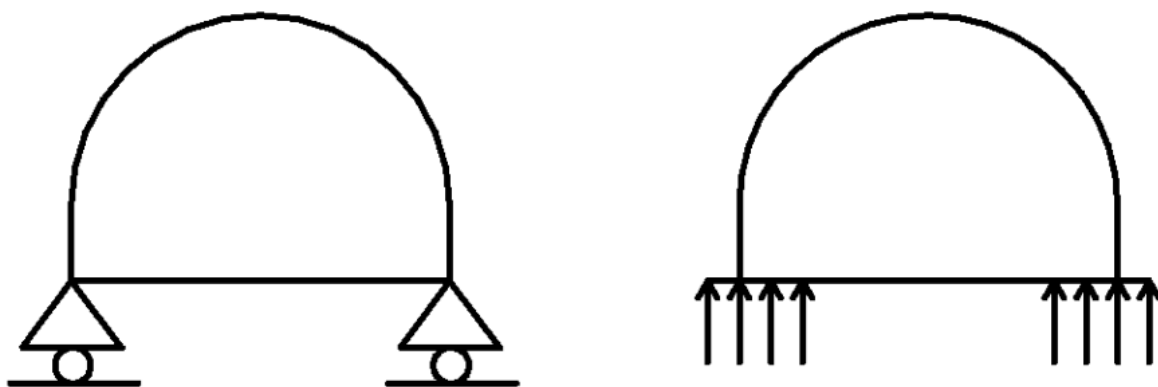
$$p_{H1} = z_0 \cdot \gamma_{tørr} \cdot K \quad (9.2.12-4)$$

$$p_{H2} = p_{H1} + [z_1 + z_2] \cdot \gamma_{eff} \cdot K + [z_1 + z_2] \cdot \gamma_w \quad (9.2.12-5)$$

$$p_w = [z_1 + z_2] \cdot \gamma_w \quad (9.2.12-6)$$

Randbetingelser:

Det foreslås å utføre analyser med minst to ulike typer randbetingelser og dimensjonere for den verste, se [figur 9.2.12-2](#).



Figur 9.2.12-2 — To ulike randbetingelser i tilfeller med hel bunnplate

Randbetingelse 1: Vertikal fastholdning under vegg.

Randbetingelse 2: Fordelt reaksjon modellert som en oppadrettet last under bunnplaten. Lastens utbredelse vurderes i hvert enkelt tilfelle basert på stivheten til underlaget og bunnplatens forskyvningsmønster. Reaksjon under utstikkende del (tå) av bunnplaten vurderes også. I tilfeller med stivt underlag, som for eksempel når det er kort avstand til berg, vil reaksjonen bli konsentrert rett under veggene – noe i nærheten av det som tilsvarer randbetingelse 1. I tilfeller med stor dybde til berg, eller myke jordmasser, vil reaksjonen bli fordelt over en større bredde.

For randbetingelse 2 vil det kunne lages egne lasttilfeller for jordreaksjon under bunnplaten. Dvs. lasttilfeller med oppadrettet last som vist til høyre i [figur 9.2.12-2](#). I hver kombinasjon tilordnes disse lasttilfellene en koeffisient som er slik at lasttilfellene eksakt balanserer den vertikale resultanten i kombinasjonen. I figuren over er reaksjonen lik på begge sider av konstruksjonen. I kombinasjoner med

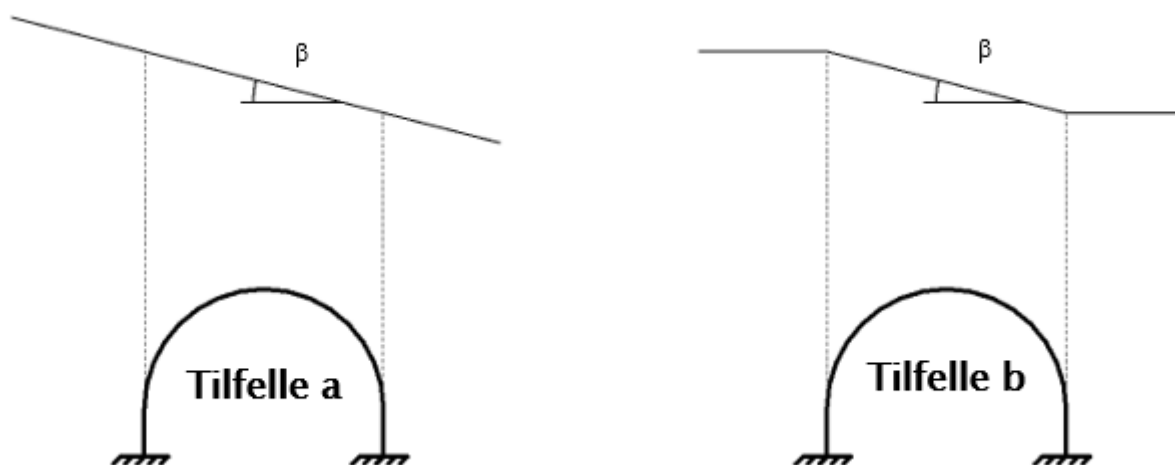
skjevlast vil den vertikale reaksjonen bli ulik på de to sidene av konstruksjonen. I praksis vil man måtte operere med to lasttilfeller for jordreaksjon – et lasttilfelle for hver side. En praktisk måte å utføre slike analyser på er: Man utfører først konstruksjonsanalysen med randbetingelse 1. Denne analysen viser vertikal reaksjon på hver side. Man benytter disse resultatene til å kalibrere lasttilfellene for jordreaksjon og utfører deretter analysen med randbetingelse 2. I praksis forutsettes man å ha numerisk fastholdning også i analyse med randbetingelse 2. Man vil simpelthen kunne beholde de to oppleggene fra den første analysen, men kontrollere i etterkant at den vertikale reaksjonen i hvert av oppleggene blir tilnærmet lik null. Det betyr at man vil kunne operere med én og samme regnemodell for randbetingelse 1 og 2 og hvor det bare er lastene som skiller.

I tilfeller hvor analyse med randbetingelse 1 viser at bunnplaten får en nedbøyning på midten, kalibreres reaksjonene i randbetingelse 2 slik at de bøyer opp igjen bunnplaten til omtrent nøytral posisjon. Underforstått at et stivt underlag vil forhindre at bunnplaten bøyes ned. I slike tilfeller vil det kunne argumenteres for at analyse med randbetingelse 1 er urealistisk. Av hensyn til robusthet foreslås det likevel å dimensjonere for den verste av randbetingelse 1 og 2.

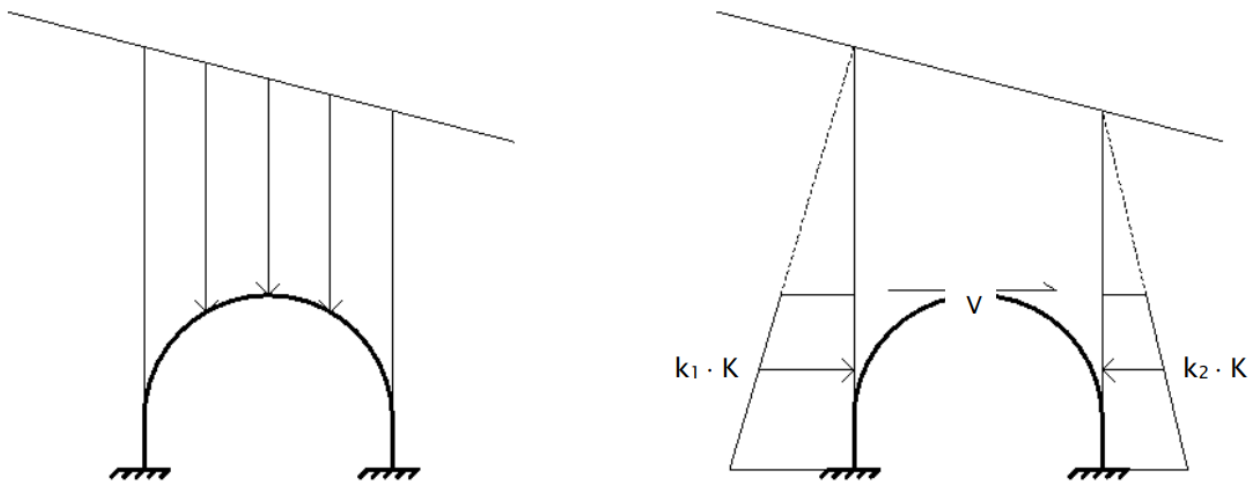
Et alternativ til randbetingelse 1 og 2, er å benytte en fjærseng under bunnplaten. Det finnes flere regneprogrammer som har fjærseng som bare overfører trykk. Dvs. at fjærsengen aldri vil kunne overføre strekk. Med en slik formulering er det tilstrekkelig å kun benytte fjærseng som randbetingelse. Dvs. at randbetingelse 1 og 2 utgår. Det anbefales imidlertid å undersøke om kreftene i konstruksjonen er sensitive for fjærsengens stivhet og om nødvendig dimensjonere for ytterligheter på fjærsengens stivhet. Lineær superposisjon gjelder ikke dersom det benyttes en slik fjærseng og ligningsløseren i regneprogrammet løser derfor hver kombinasjon for seg. Fjærsengens stivhet avklares i samråd med geotekniker.

9.2.13 Skjevlast ved skrått terreng

En terrenghelning β på tvers av konstruksjonen vil føre til en skjevbelastning som det tas høyde for.



Figur 9.2.13—1 — Terrenghelning β på tvers av hvelv



Figur 9.2.13—2 — Horisontalt og vertikalt jordtrykk ved terrenghelning på tvers

Figur 9.2.13—2 over viser vertikale og horisontale laster ved skjevt terreng. Den vertikale lasten vist til venstre har varierende intensitet tilsvarende variasjonen i overfyllingshøyden. Tilsvarende gjelder for horisontalt jordtrykk vist i høyre figur – at overfyllingshøyden og derved intensiteten er større på den ene siden av hvelvet. Pga. varierende overfyllingshøyde vil jordlegemet som ligger over taket bli påført en ubalansert skjærkraft V som vil kunne modelleres som en skjærlast over en passende bredde av taket.

For horisontalt jordtrykk vil det i tillegg til ulik overfyllingshøyde være aktuelt å vurdere om det er nødvendig med ulike jordtrykkskoeffisienter på de to sidene dersom terrenget fortsetter å stige/falle til langt utenfor veggene – dvs. for tilfelle "a" vist i figur 9.2.13—1 over. I slike tilfeller vurderes det å benytte en forhøyet jordtrykkskoeffisient på siden med størst overfyllingshøyde og samtidig en redusert jordtrykkskoeffisient på siden med minst overfyllingshøyde. Endring av jordtrykkskoeffisient baseres på uttrykket:

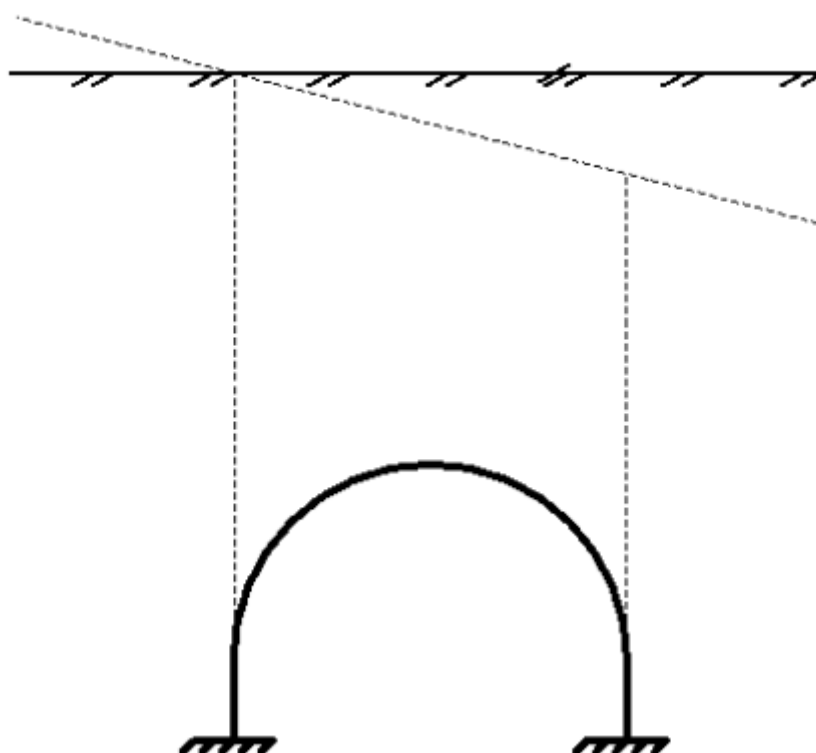
$$K_{\beta} = K \cdot (1 \pm \sin\beta) \quad (9.2.13—1)$$

For et tilfelle med for eksempel 10 graders terrenghelning på tvers, vil dermed jordtrykket økes med en faktor $k_1 = (1 + \sin 10) = 1,17$. Samtidig reduseres jordtrykket på motsatt side med en faktor $k_2 = (1 - \sin 10) = 0,83$. Det understrekes at det å bruke ulike jordtrykkskoeffisienter på de to sidene bare gjelder for tilfelle "a". For tilfelle "b" gjøres ingen endring av jordtrykkskoeffisienter på de to sidene. Dog vil overfyllingshøyden og dermed jordtrykket uansett bli ulikt på de to sidene i tilfelle "b".

Metode med ulike jordtrykkskoeffisienter som i tilfelle "a" baseres på en forenklet antagelse om at konstruksjonen og jorda som ligger oppå taket er stive legemer uten sideforskyvning.

I en forenklet konstruksjonsanalyse vil man kunne modellere skjevt terreng som last etter prinsippene over. Det er imidlertid sannsynlig at denne måten å modellere skjevlast på vil føre til tverrforskyvninger med passiv og aktiv mobilisering av jordtrykk. Metoden er antatt å være konservativ. Ved bruk av metoden vil man basert på tverrforskyvningene kunne vurdere om mindre grad av skjevlast er reelt, ved justering av jordtrykkskoeffisientene som omtalt ovenfor, alternativt benytte metoder som i kapittel 9.4.

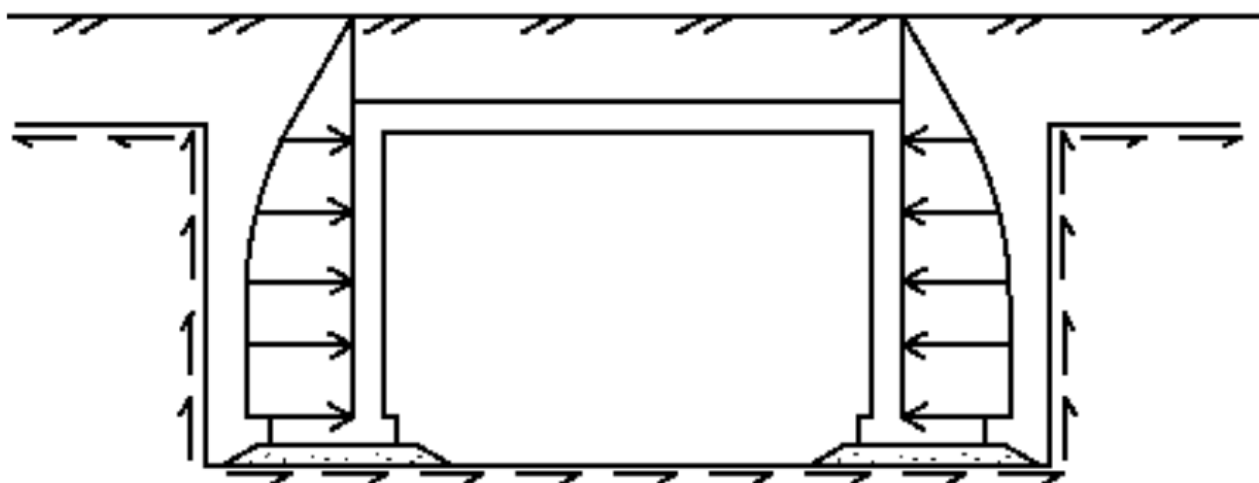
I tillegg til skjev lastmodellering som beskrevet over, anbefales det å kontrollere konstruksjonen som om det var symmetrisk tilbakefylling tilsvarende nivået på høyeste side. Det vises til figur 9.2.13—3. Dvs. at for tilfeller hvor prosjektert terreng er skjevt, kontrollerer man både for asymmetrisk belastning som beskrevet i dette delkapittel og symmetrisk belastning som beskrevet i delkapitlene foran. I tilleggskontroll med symmetrisk belastning benyttes samme jordtrykkskoeffisient på begge sider og uten korreksjon for terrengets helning.



Figur 9.2.13—3 — Tilleggskontroll med symmetrisk belastning

9.2.14 Siloeffekt

Siloeffekt vil kunne oppstå i smale spalter f.eks. mellom en betongvegg og en bergskjæring:



Figur 9.2.14—1 — Siloeffekt på rektangulært tverrsnitt

Forenklet sagt er effekten at jordmassene til en viss grad «henger på» veggene med den følge at horisontalt jordtrykk på veggene reduseres (så lenge vegg ikke blir presset mot jorda). Det vises til [kapittel 9.5.2](#) for utdyping av dette.

Det er ikke uvanlig på byggeplasser at det sprenges bort mer berg enn det som er prosjektert. Det vil derfor være usikkert å ha som forutsetning at siloeffekt vil oppstå. I tilfeller hvor siloeffekt er aktuelt,

anbefales det derfor å utføre beregninger både med og uten siloeffekt. Det vil si at det først utføres beregninger som foran og hvor jordtrykket regnes på vanlig måte. Dernest utføres tilsvarende beregninger med redusert jordtrykk som følge av siloeffekten.

Tilfellet vist over gjelder en symmetrisk situasjon med like bred spalte på de to sidene. I tilfeller med bare spalte på den ene siden, vil det trolig være meget konservativt å regnesiloeffekt på den ene siden og vanlig jordtrykksfordeling på den andre. Det vil i så fall føre til tverrforskyvning av rammen med tilhørende passiv reaksjon på siden hvor det regnes med silotrykk. Stivheten av jordmassene i en slik smal spalte vil være høy (gitt god komprimering) slik at en tendens til tverrforskyvning raskt motvirkes av passive reaksjoner. Det vises for øvrig til [kapittel 9.5.2](#).

Ved buede kulverter kompliseres beregningen av siloeffekt ytterligere. Da forholder man seg til varierende bredde b og dybde z (se [kapittel 9.5.2](#)). Dette taler for å gjøre konservative forenklinger som beskrevet over, dog uten at det blir urealistisk.

9.3 Beregningsmetode 2: Konstruksjonsanalyse med jordfjærer

9.3.1 Innledning

Beregningsmetode 2 gjelder for tilfeller som anses noe mer avanserte enn den forenklede jordtrykksmodelleringen i **beregningsmetode 1** jf. [Kapittel 9.2](#). For å bruke "Beregningsmetode 2 - Konstruksjonsanalyse med jordfjærer" beskrevet i dette kapittelet forutsettes det at det gjennom beregning eller vurdering er konkludert med at "Dimensjoneringsmetode 3" etter Eurokoden ikke gir kritiske krefter.

Beregningsmetode 2 utføres med dataprogram som er egnet til formålet, det vil si med analysemuligheter hvor jordens bidrag vil kunne betraktes med fjærstivheter (i tillegg til ren jordtrykkslast fra **beregningsmetode 1**).

Det vil således i **beregningsmetode 2** være behov for at konstruktøren samarbeider med geotekniker for å få definert jordfjærer i sin modell.

9.3.2 Metodens anvendelse

Forutsetninger for jordtrykk, jordlaster, skjevlaster, lastfaktorer og øvrige geotekniske og konstruktive forhold som innvirker blir de samme som i **beregningsmetode 1**. De statiske beregningene utføres dermed med samme forutsetninger og lasttilfeller som i [kapittel 9.2](#).

Imidlertid gir **beregningsmetode 2** mulighet til en bedre tilpasset jordtrykksmobilisering (utover rent hviletrykk) i tilfeller der dette er viktig å ha kontroll på ved betong-dimensjoneringsen.

Input for jordtrykket bestemmes i utgangspunktet som om konstruksjonen er helt uforskyvelig (hviletrykkstilstand; som i **beregningsmetode 1**), og dataprogrammet vil ved hjelp av innlagte elastiske fjærer gjøre en forenklet justering av jordtrykkene ut fra deformasjonsbildet til konstruksjonen.

Beregningsmetode 2 vil kunne brukes når det er relativt oversiktlig geometri av konstruksjon og omfylling. Spesielt begrenses metoden til tilfeller der det er relativt symmetriske forhold rundt konstruksjonen, og helst hvor overfyllingshøyden er mindre enn bredden av konstruksjonen.

For mer komplekse geotekniske situasjoner anbefales det å benytte elementmetode-program som beskrevet i **beregningsmetode 3**, se [kapittel 9.4](#). Eventuelt kan man utføre mesteparten av dimensjoneringsberegningene med **beregningsmetode 2** og så kontrollregne noen typiske snitt og lastsituasjoner med **beregningsmetode 3**.

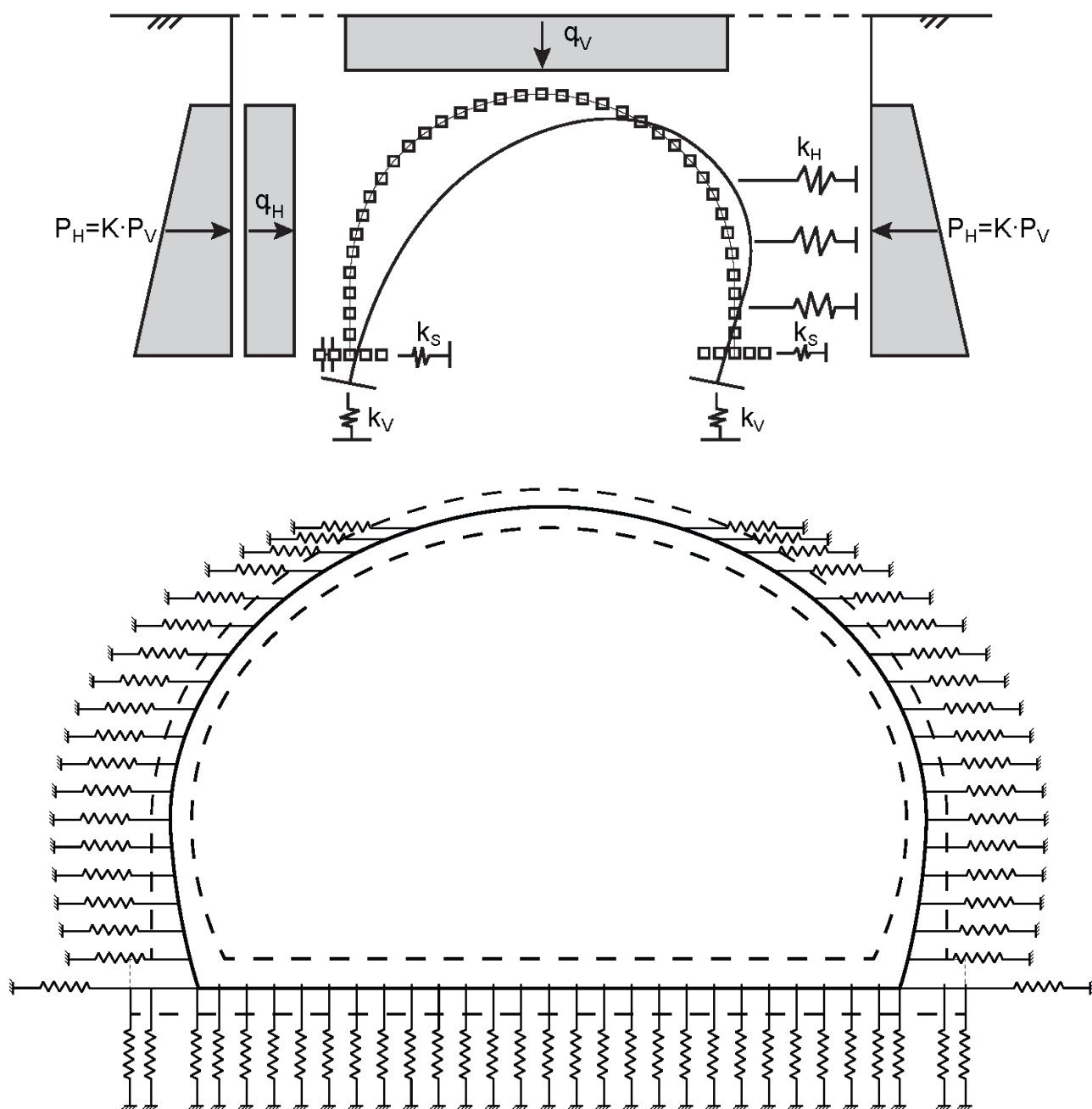
Se også [kapittel 9.5](#) hvor aktuelle situasjoner og jordtrykksforhold er drøftet detaljert.

9.3.3 Beregningsmetodikk og modellering med fjærer

Fjærstivheten er definert som last relativt til resulterende deformasjon. I vårt tilfelle gjelder det en flatestivhet, altså spenning (jordtrykk) relativt til deformasjon – med benevnning $\text{kN/m}^2/\text{m} = \text{kN/m}^3$, eller kPa/m .

Figur 9.3.3—1 viser prinsipp og eksempel på enkel fjærmodellering. Det er vanlig prosedyre å sette på bare horisontale fjærer oppetter konstruksjonens sider, også opp mot toppen av et hvelv. Dette er selvsagt en forenkling, jorda vil yte stivhet mot konstruksjonen i alle retninger.

Utgangspunktet er altså fortsatt en statisk rammemodell (som i **beregningsmetode 1**, [kapittel 9.2](#)). Men med denne metoden består jordtrykket ikke bare av en påført last, men av to komponenter, dvs. reelt jordtrykk blir summen av påsatt trykk som utvendig last og aktuell kraft/spenning som oppstår i fjærene. Kraften i fjærene er i utgangspunktet null, men vil endre seg dersom konstruksjonen deformeres eller forskyver seg iht. den fjærstivhet og lastpåførsel som angis.



Figur 9.3.3—1 — Jordfjærer og jordlaster mot kulvert

Fjærmodellering av vertikal stivhet over konstruksjonen vil også kunne være et valg, men i de tilfeller konstruksjonen presses opp (ved liten overlaging) anses dette å ha mindre betydning. Når taket presses ned skjer det en avlastning av jorda, men det er da konservativt å velge bort vertikal stivhetsrelasjon og anse vekta av jorda over kun som last. Dette er imidlertid eksempler på at en kan optimalisere konstruksjonen ved å utføre beregninger med mer realistisk modell for jorda, med **beregningsmetode 3**, se [kapittel 9.4](#).

I tillegg angis som regel kontakten mellom fundament og underlag med vertikale fjærer. Horisontalt er det som regel tilstrekkelig å angi én fjær per fundament. Har en modellert vertikale fjærer under hele sålearealet, så vil fundamentets rotasjonsstivhet automatisk komme inn i modellen. Modelleres vertikalstivheten med en enkelt fjær, spesifiseres eventuelt egen fjær mot rotasjon. Pass på at det i ovennevnte fjærer blandes mellom fjærer som har stivhet/spenning per deformasjon og fjærer definert med stivhet som last per deformasjon. Så her er det viktig å ha kontroll på enhetene.

Vanlig brukt programvare til denne typen analyser tillater ikke at en endrer beregningsmodellen underveis under lastpåføringen. Dvs. at fjærene vil stå der fra starten av før den første last påføres, og oppta krefter så snart deformasjon oppstår.

Første lastantakelse er som regel påføring av hvilejordtrykk rundt- og vekt av jorda over konstruksjonen. Blir det kun minimale deformasjoner blir det neglisjerbar kraft i fjærene, og jordtrykket vil tilsvare påsatt hviltrykk. Men fører jordtrykket til at konstruksjonen forskyver seg vil fjærene ta opp en spenning, og summen av denne spenningen og påført utvendig last blir dermed ikke lenger likt med tiltenkt jordtrykk. Dette er en utilsiktet programvareteknisk effekt.

Selv om noe deformasjon i praksis vil utvikle seg under oppfylling og dette kan påvirke hvilket trykk som står mot konstruksjonen like etter ferdig omfylling, vil man normalt ønske at jordtrykket i denne fasen tilsvare hviletrykket, eller ett annet trykk som bruker har påsatt som last. Det anbefales derfor at man studerer kraften i fjærene etter påført jordtrykkslast, og ev. justerer lasten slik at summen av last og resulterende spenning i fjærene etter ferdig omfylling tilsvare tiltenkt jordtrykk (for eksempel i samsvar med [kapittel 9.2](#)). Dette gjøres for alle variasjoner av definerte jordtrykk som tas med som lasttilfeller.

Med disse stadiene etablert beregnes de forskjellige øvrige lasttilfellene definert i [kapittel 9.2](#). Konstruksjonen får nå støtte av jordfjærene til å stå imot de forskjellige lastsituasjonene.

I noen miljøer er det blitt praksis å bruke en opsjon i regneprogrammet som hindrer strekk i fjærene. Kanskje begrunnes dette med at det ikke kan bli strekk mellom jord og konstruksjon. Men jordtrykket er som sagt summen av fjærkraft og påført jordtrykkslast, og denne summen blir i de fleste tilfeller uansett aldri strekk.

Jorda yter sin stivhet, enten jordtrykket avtar eller stiger som følge av deformasjon, så slik kutt av strekk i fjærene er ufysisk og anbefales ikke. Bruk av slik kutt vil i praksis kunne føre til høyere jordtrykk mot veggene. For portalbygg og kulverter ol. der en har betydelig overfylling vil økt jordtrykk mot veggene kunne være gunstig, og bruk av slik kutt kan i mange tilfeller føre til beregninger på ikke-konservativ side.

9.3.4 Utleddning av jordstivhet/fjærkonstanter

Fjærstivheten k defineres som:

$$k = \Delta \sigma / \delta \quad (9.3.4-1)$$

hvor $\Delta \sigma$ representerer en endring i kontaktspenning mellom konstruksjon og jord, og δ er den forskyvning eller deformasjon som spenningsendringen fører til. k får dermed enheten spenning/forskyvning, og i dette kapittelet brukes enheten kPa/m.

Størrelsen på k -modulen kan forenklet uttrykkes som:

$$k = M / s \quad (9.3.4-2)$$

hvor s er et setningstall som representerer hvilken ekvivalent dybde inn i jordmaterialet som gir riktig forskyvning δ dersom man antar en spenningsendring i jorda konstant lik overflatelasten $\Delta \sigma$ i hele denne dybden, og M er jordmaterialets gjennomsnittlige ødometermodul.

Setningstallet har analogi med, men unngå forveksling med influensdybden som gjerne brukes i setningsberegninger. Influensdybden definerer en gitt dybde hvorfra vi forenkler og antar at tilleggspenninger eller tøyninger er så små at de kan neglisjeres. Denne dybden avhenger av jordart og fundamentgeometri, men ligger i størrelsesorden 3 ganger fundamentbredden, se [figur 8.4.1—1](#) i [kapittel 8](#). Setningstallet s blir på en måte integrert areal under kurvene i figuren. Jordas stivhetsegenskaper også dypere enn s har med andre ord betydning for beregning av fjærstivheten k .

Man ser derved at fjærstivheten k ikke er noen materialparameter i seg selv. Den er i tillegg til jordas setningsegenskaper og spenningstilstand betinget av bl.a. jordfyllingens geometri, lagdeling og nærhet til berg eller andre konstruksjoner. Andre viktige forhold som også sterkt påvirker fjærstivheten er faktisk konstruksjonens størrelse og stivhet, dette fordi setningstallet s sterkt avhenger av dette. Jordas stivhet representert gjennom fjærer mot en konstruksjon vil således kunne variere rundt og langsmed kulverten.

Jordstivheten endrer seg også sammen med den spenningsavhengige M -modulen ikke-lineært med spenningens størrelse, mens dette oftest forenkles til lineær stivhet i fjærene (konstant M) i den type modellering vi her omtaler. Det er derfor viktig at det spenningsnivå i jorda som ble antatt ved beregning av fjærstivhetene i rimelig grad er gyldige for de lasttilfeller som analyseres.

Fjærstivheten vurderes/beregnes derfor for ulike tilfeller, og dette er et komplisert tema som involverer geoteknisk kompetanse i hvert enkelt prosjekt. Geoteknikeren (RIG) vil ofte utføre en last/setning- eller deformasjonsberegning for å beregne fjærstivheten, spesielt for jordfjærer under fundamenter. Som grunnlag for dette trengs dimensjoner på fundamenter og lastnivå, noe som gjerne mottas fra prosjekterende av konstruksjonen (RIB).

Etter at RIG har overlevert fjærstivheter til RIB gjør denne nye beregninger av konstruksjonen og sjekker at de forutsetninger og deformasjonstørrelser som RIG la til grunn i sin beregning stemmer overens med tilsvarende funnet i RIB sin siste analyse. Er det ikke samsvar oppdaterer RIG fjærstivheten basert på nye resultater, og det blir en iterasjonsprosess mellom RIB og RIG inntil samsvar er tilfredsstillt. Se mer om dette i Hauser & Karlsrud [\[193\]](#).

Erfaring tilsier at konstruksjonsdimensjoneringen sjelden er veldig sensitiv på selve størrelsen på fjærkonstanten. Men for fundamenter på flere meters størrelse vil ikke fjærkonstanten være lik under hele fundamentet, typisk er at den øker utover mot fundamentkantene for små laster relativt til fundamentets bæreevne, men er kanskje størst midt under fundamentet for større laster.

Variasjon i fjærstivheten innenfor et fundament, eller mellom nabofundament, har erfaringsmessig større effekt på resulterende krefter i konstruksjonen. RIG og RIB vurderer derfor i samråd om det er grunnlag for å anta slik stedlig variasjon. Spesielt også dersom det er usikre eller variable grunnforhold kan det være grunn til å undersøke sensitiviteten av en mulig stedlig variasjon i fjærkonstanten.

NB: Det gjøres oppmerksom på at i flere dataprogram så gjelder inputverdien for fjærstivhet stivheten til hver enkelt fjær som kraft/forskyvning, eller som kN/m. Det er viktig å unngå forveksling. I slike tilfeller er det viktig for brukeren å ha forhold til avstanden mellom alle fjærene i modellen som brukes og dele fjærens stivhet på det areal mot jorda den representerer slik at en får tiltenkt stivhet som spenning/forskyvning.

Fjærer under såler

Litteraturen gir en rekke formler for beregning av fjærstivheter under fundamenter. De fleste baserer seg på elastisk oppførsel av jorda, og er gjerne best egnet til å beskrive dynamiske stivheter for hele fundamenter. Flere formler har korreksjonsfaktorer for fundamentgeometri, dybder under terreng osv. Et eksempel på en av de enkleste slike formler for vertikal fjærstivhet for et kvadratisk fundament på overflaten av et homogent jordlag er gitt i SVV rapport nr. 1009 [\[194\]](#):

$$k_v = 2,27 \cdot G / (B \cdot (1 - \nu)) \quad (\text{enhet } \text{spenning} / \text{forskyvning}) \quad (9.3.4—3)$$

hvor B er lengden av fundamentets sidekant og G er skjærmodul. Antas det et tverrkontraksjonstall ν lik 0,25, gir dette omskrevet med vår mer kjente ødometermodul M følgende fjærstivhet:

$$k_v = 1,0 \cdot M / B = M / B \quad (9.3.4—4)$$

Legg merke til den direkte sammenhengen mellom fjærstivheten og fundamentstørrelsen. Fjærstivheten er omvendt proporsjonal med fundamentbredden B . Setningstallet s er i dette eksempelet lik fundamentbredden, og det framstår rimelig at setningstallet (og influensdybden) av en last øker med

størrelsen på belastet areal. Formelen er kun gyldig med en representativ konstant M-modul for alle influerte dybder. Dette er ofte ikke realistisk, slik at effekten på k av å endre en fundamentstørrelse gjerne kan bli noe annerledes i praksis. Slike formler kan likevel være nyttige å bruke i innledende vurderinger og til overslagskontroll av senere beregnede fjærkonstanter.

Det anbefales derfor alltid at fjærstivheten utregnes med tradisjonelle setningsberegninger der reell elastoplastisk oppførsel av jordvolumet under fundamentet tas hensyn til. Her inngår spenningsavhengige moduler, lagdeling i grunnen osv. Det henvises til [kapittel 8](#) for utførelse av setningsberegninger.

Setning for reelt fundament med reell last i prosjektet beregnes. Fjærstivheten blir lik:

$$k_v = \text{påført last} / \text{resulterende setning (som kPa/m)} \quad (9.3.4-5)$$

Ettersom dette er ikke-lineært anbefales at det brukes en last så nær den reelle som mulig, gjerne brukes summen av alle permanente eller setningsgivende laster til denne beregningen.

I en del tilfeller vil det være mer riktig å bruke fjærstivhet beregnet inkrementelt ved dette laststadiet i konstruksjonsanalysen, dvs at man etter å ha påført alle permanente laster i setningsberegningen øker lasten med et lite inkrement. Så beregner man stivheten som påført lastinkrement/resulterende tilleggssetning. I hvilken grad dette er rimelig metode å bruke blir prosjektavhengig og avhenger for eksempel av tidspunkt for når konstruksjonen ferdigstøpes ift. tidspunkt for lastpåførsel. Kanskje oppstår en del av setningene allerede før konstruksjonen sammenstøpes.

Det som er viktig er at alle laster som fører til deformasjoner som konstruksjonen vil oppleve er med i setningsberegningen. Og dette lastbildet forutsettes å samsvare med lasten som brukes av RIB for å beregne samme situasjon. Det blir derfor et samarbeid mellom geotekniker og konstruksjonstekniker å velge ut dette. Når konstruksjonsanalysen er utført presenteres resulterende såletrykk og deformasjoner for geotekniker, som vurderer om det er behov for oppdatering av fjærstivhetene til nye konstruksjonsanalyser. Dette kan dermed i noen tilfeller bli en iterasjonsprosess.

Spesielt for større fundamenter vil det ofte bli behov for å bruke varierende fjærkonstant under fundamentarealet. For store litt fleksible fundamentplater kan det være krevende for geoteknikeren å beregne et riktig varierende såletrykk og resulterende fjærkonstant under plata. Vanlige setningsanalyser dekker ikke situasjonen. Forenklerde antakelser eller avanserte elementmetodeanalyser (Beregningsmetode 3 nedenfor) vil som regel kreves.

Som sagt innledningsvis er variasjon i fjærstivheten ofte mer utslagsgivende for konstruksjonen enn akkurat fjærstivhetens størrelse i seg selv. Av samme grunn kan det ved usikre eller variable grunnforhold være rimelig å utføre sensitivitetsanalyser for konstruksjonen ved at man innfører lokal endring i fjærstivheten.

I mange prosjekt legges også horisontalstivheten k_h til et fundament inn i regnemodellen. Tilsvarende som for [formel \(9.3.4-3\)](#) er:

$$k_h = 4,5 \cdot G / (B \cdot (2 - \nu)) \quad (\text{enhet } \text{spenning} / \text{forskyvning}) \quad (9.3.4-6)$$

Som med antatt samme $\nu=0,25$ og uttrykt med M blir:

$$k_h = 0,86 \cdot M / B \quad \text{som tilsvarer 86\% av } k_v \quad (9.3.4-7)$$

Vi har ikke tilsvarende gode etablerte metoder for å beregne elastoplastisk horisontalforskyvning for denne typen skjærspenning på lagdelt grunn som for setningsberegning med vertikallast. Det anbefales derfor forenklet å bruke ovenstående prosentandel og beregne horisontal stivhet som andel av vertikalstivheten funnet med setningsberegning. Har man et dybdeprofil med for eksempel et betydelig lag med stive masser under sålen med mykere masser dypere ned, så vil det øverste laget kunne dominere mer til horisontal- enn til vertikal stivhet. Dette fordi kraftfordelingen fra horisontallasten vil fordeles mer horisontalt i det faste laget enn ned i dybden. For den som vil gå dypt inn i dette er det mulig å tegne ut og studere beregnet dybdeprofil av vertikaltøyningen fra setningsberegningen, og så vurdere om det er grunnlag for å justere hvilken prosentandel man antar for horisontalstivheten.

Ovennevnte stivhet omfatter horisontalstivheten skjærspenningen under sålen gir. Mot såler er det ofte også komprimerte gjenfyllingsmasser inntil kantene. Disse vil bidra til sidestøtte og stivhet mot sideforskyvning. Det er imidlertid viktig å være klar over at det kreves mye større forskyvning for å

mobilisere passivt jordtrykk enn skjærspenning under sålen. Med mindre en har så stor kraft at sålen nærmest glir på undergrunnen, eller det er bløt undergrunn, så vil stivhetsbidraget fra passivt jordtrykk som regel være relativt mindre.

Horisontale fjærer mot vegger

For beregning av fjærstivheter mot vegger har vi ikke like godt etablerte metoder. Et problem er at disse fjærkonstantene avhenger av hvilket deformasjonsmønster konstruksjonen har.

Selve stivheten til jorda kan vi beregne med tradisjonelle metoder. Problemet er å bestemme hvilket setningstall s som representerer hver enkelt situasjon. Som del av prosjekteringsarbeidet for en tunnelportal til Fv. 659 Nordøyvegen, jf. Oppdragsrapport nr. 40024-GEOT-R8. Fv 659 Nordøyvegen [195], ble det utført dimensjonering både med **beregningsmetode 2** og **3**. Sammenligning av resultater og kalibrering av modeller ble utført. Samtidig ble det utført undersøkende beregninger med fokus på endring i jordtrykk relativt til flere deformasjonsbilder og omfyllingsgeometrier med tanke på å kunne beregne k -modul og tilhørende setningstall. Resultatene førte til revidering av forløpet av fjærstivheten rundt portalen.

Figur 9.3.4—1 viser eksempler på slike regnemodeller, og tilhørende beregnede setningstall er vist i figur 9.3.4—2. Bildet er komplekst, figuren til høyre viser setningstallet ved nedre del av veggen, ovenfor sålen og oppover. Det er klart at jordtrykksresponsen her påvirkes av at underliggende såle presses ut sammen med veggen. Fundamentsålen presser jorda utover slik at jordtrykkresponsen mot veggen ovenfor sålen avtar. Nedover mot sålen blir derfor et noe økende setningstall beregnet. Erfaringene fra de generelle dimensjoneringsanalysene er at det er stort opptak av horisontalkraft i fundamentene, her er det liten dybde til berg under sålene. Derfor blir det stor skjærkraft nederst i veggene. Dette støtter også kraftopptaket for disse spesialanalysene forklart ovenfor.

Av figurene ser en også at deformasjonsform påvirker resultatet, og i dette inngår type lasttilfelle og konstruksjonsstivhet mm. Hadde effekten av en monolittisk forskyvning av hele veggen blitt beregnet ville et større setningstall blitt resultatet, men antakelig ikke veldig mye endring ettersom den beregnede konstruksjonen i dette tilfellet uansett er temmelig stiv.

Utsprengt bredde i berg er relativt stor i dette tilfellet, nesten 5m utenfor vegglivet, og vi ser at setningstallet ikke reduseres veldig mye i tilfellet med bare løsmasser. Beregnet setningstall er faktisk større enn avstanden til berget, noe som ikke er realistisk.

Ved tilbakeregning for å bestemme setningstallet inngår også jordas M -modul. Denne er ikke-lineær og avhenger av både skjærspenning og middelspenning i jordvolumet, og varierer følgelig med posisjon, oppfyllingsgrad og aktuelt deformasjonsbilde. Upresis vurdering av hva som er dominerende modul i jorda for hver beregning påvirker derfor det presenterte setningstallet. Antakelig har siloeffekt i jorda redusert jordas middelspenning mellom konstruksjon og bergvegg mer enn antatt, noe som igjen resulterer i lavere M -modul. Med lavere M -modul vil et lavere setningstall mer likt med avstanden til bergveggen kunne tilbakeregnes.

Beregning av setningstallet s :

Totalhøyden av den presenterte portalkonstruksjonen er knappe 8m. Vi så i innledningen til dette kapittelet at bredde eller størrelse på konstruksjon sterkt påvirker setningstallet. Basert på en totalvurdering foreslås følgende enkle anbefaling. Setningstallet s settes til:

- 1) $s=H$, hvor H er høyden av hele konstruksjonen. Dette er analogt med [formel \(9.3.4—4\)](#).
- 2) Er avstanden til ev bergskjæring mindre enn dette settes s lik avstanden mellom konstruksjon og bergskjæring.
- 3) Det forutsettes at horisontalstivhet fra kontaktrykk under såle kommer i tillegg.

Beregning av ødometermodulen M :

I de aller fleste tilfeller vil det brukes drenerte friksjonsmasser som tilbakefylling rundt konstruksjonen. Da kan jordas ødometermodul uttrykkes ved:

$$M = m \cdot \sqrt{(\sigma_a \cdot \sigma)} \quad (9.3.4—8)$$

hvor σ svarer til spenning i horisontal retning når vi snakker om horisontale fjærer. σ_a er referansespenningen lik 100 kPa. Det vises til [kapittel 3](#), [kapittel 8](#) og annen litteratur for bestemmelse av modultallet m for aktuelle materialtyper.

Har man flere massetyper med forskjellig stivhet i bruk som omfylling rundt konstruksjonen, og hvert lag/sjikt har modultallene $m1$, $m2$, $m3$ osv. med hhv. tykkelsene $t1$, $t2$, $t3$ osv., kan et representativt modultall for lagpakken beregnes ved:

$$m = \frac{t1 + t2 + t3 + \dots}{t1/m1 + t2/m2 + t3/m3 + \dots} \quad (9.3.4-9)$$

Også jordlag med større avstand fra konstruksjonen enn s vil påvirke fjærstivheten. Det anbefales å ta med lag fram til $2 \cdot s$, dvs at summen av alle t i formelen blir lik $2s$. Er det kortere til bergskjæring tas tykkelsen fram til berg med. Og er det mindre bredde med omfylling til stede, tas bare omfyllingsbredden hs i [figur 9.3.4-3](#) med i beregningen av m .

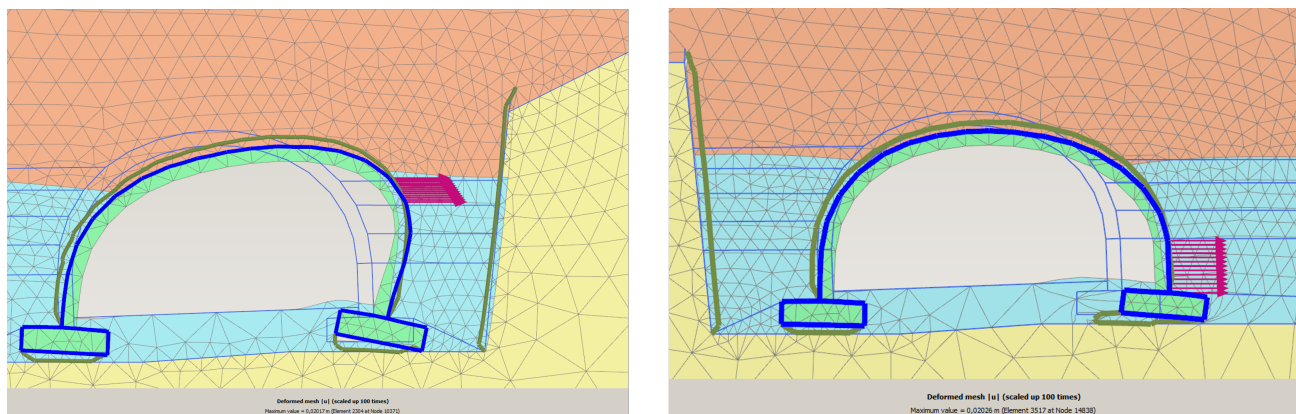
M beregnes da som funksjon av dybde med stedlig horisontalspenning σ etter [formel \(9.3.4-8\)](#). Det er naturlig å bruke det som defineres som hviletrykket til dette; altså $\sigma = K_0' \cdot \sigma_v$, hvor σ_v igjen gjerne er vertikal overlaging på stedet lik jordas tyngdetetthet ganger dybde under overflaten. Modifikasjoner til dette kan gjøres for eksempel for å ta hensyn til komprimeringstrykk se [kapittel 9.5.3](#) og/eller eventuelt redusert vertikal- og horisontal spenning i spalter mellom konstruksjon og bergskjæring, se [kapittel 9.5.3](#).

Beregning av fjærkonstanten k :

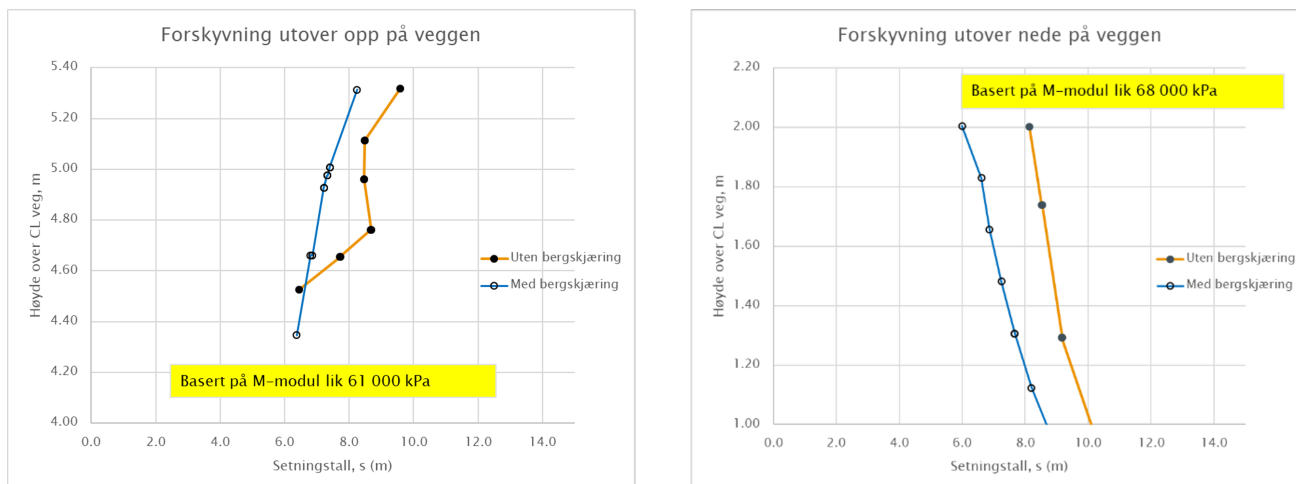
Så snart s og M er bestemt rundt konstruksjonen beregnes fjærkonstanten k som.

$$k = M/s \quad (9.3.4-10)$$

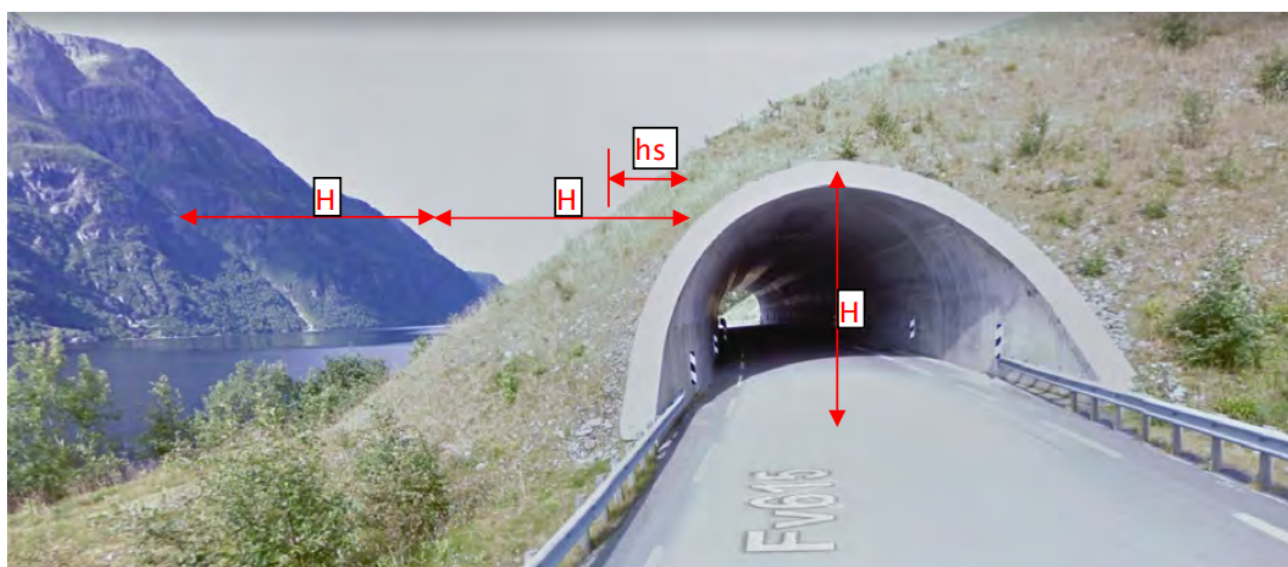
Framgangsmåten ovenfor gjelder når terreng eller overfylling har geometri som strekker seg med hs minst lik $2 \cdot s$ eller $2 \cdot H$ ut til side for konstruksjonen der fjærkonstanten beregnes, se [figur 9.3.4-3](#). Men geometrien vist i figuren tilfredsstiller åpenbart ikke dette. Her får en minimal sidestøtte fra jorda på yttersiden av tunnelen. Det foreslås derfor i slike tilfeller at resulterende fjærstivhet k beregnet som ovenfor med $s=H$ reduseres lineært ned til 0 når bredden hs avtar fra $2 \cdot H$ og ned til 0 (dvs. $k = k_{\text{beregnet}} \cdot hs/(2H)$).



Figur 9.3.4-1 — Eksempler på deformasjonsmønstre ved beregning av jordtrykksfjærer oppe og nede på vegg, vist med modell med og uten bergskjæring til side for konstruksjonen.



Figur 9.3.4—2 — Setningstall beregnet mot veggen for deformasjonsmønsteret vist over.



Figur 9.3.4—3 — Eksempel på skjev omfylling og dårlig sidestøtte. Skasvoratunnelen. Kilde: google.com

9.4 Beregningsmetode 3: Konstruksjonsanalyse med fullt samvirke

9.4.1 Innledning

Beregningsmetode 3 brukes i tilfeller der jordas stivhet og trykk mot konstruksjonen har vesentlig betydning for dimensjoneringen av konstruksjon, og hvor jordas oppførsel er vanskelig å bestemme med forenklede metoder. Med fullt samvirke menes det at både konstruksjon og jord modelleres med mest mulig realistisk oppførsel, altså at hele jordvolumet med omgivende geometri tas med sammen med konstruksjonen i regnemodellen. Det er vanlig praksis å beregne krefter både fra Dimensjoneringsmetode 2 og Dimensjoneringsmetode 3 i samme analyse ved samvirkeanalyser jf. [Kapittel 1.1.3](#)

Dette vil i praksis dreie seg om elementmetodeanalyser (FEM) der jorda modelleres ikke-lineært. De mest brukte dataprogrammene for slike analyser har ikke ferdige moduler som utfører dimensjonering av konstruksjonselementene, spesielt ikke for betongkonstruksjoner.

Dataprogrammene er heller ikke like egnet eller effektive til for eksempel å modellere et stort antall av lastkombinasjoner av trafikklast som de lineærelastiske regneprogrammene som i stor grad brukes av konstruksjonsteknikere, **beregningsmetode 1** og **2**. Arbeidene omfatter derfor som regel parallelle beregninger både med fulle samvirkeanalyser og med forenklet konstruksjonsprogramvare, og medfører derfor behov for en iterasjonsprosess mellom konstruktør og geotekniker.

Beregningsmetode 3 er egnet å bruke for både stive- og spesielt for mykere hvelv/kulverter der det er asymmetri i konstruksjon eller omfylling, eller der spenningstilstanden i løsmassene påvirkes sterkt av bergskjæringer eller høy overfylling, med mulige hvelvvirkninger til følge. I slike tilfeller er det vanskelig å angi fornuftige hvilejordtrykk ved siden og over konstruksjonen, med tilhørende jordstivheter/fjærer.

Det anbefales at det utføres fulle samvirkeanalyser av konstruksjonen i slike tilfeller, i det minste for noen antatt kritiske lastkombinasjoner og utvalgte profiler som en kvalitetskontroll av beregninger utført med **beregningsmetode 1** eller **2**.

Spesielt for geometriske løsninger og dimensjoner der man ikke har tilstrekkelig erfaring med anvendbarheten av enklere regnemetoder (dvs. empirisk grunnlag med sammenlignende og dokumenterte analyser på lignende type geometri og konstruksjonsstivhet) anbefales det å gjøre kontroll med fulle FEM-analyser.

I en del sammenhenger vil det uansett kunne anbefales - ut fra både et økonomisk og sikkerhetsmessig ståsted - å gjøre mer avanserte analyser etter **beregningsmetode 3**. Disse vil gi mulighet for optimalisering av både konstruksjonsutførelse og utførelse under bygging og omfylling. Samtidig får en nyttig pedagogisk forståelse og verifisering av parametervalg/modellering for enklere metoder (**beregningsmetode 1** og **2**), slik at disse også vil kunne forbedres.

9.4.2 Metodens anvendelse

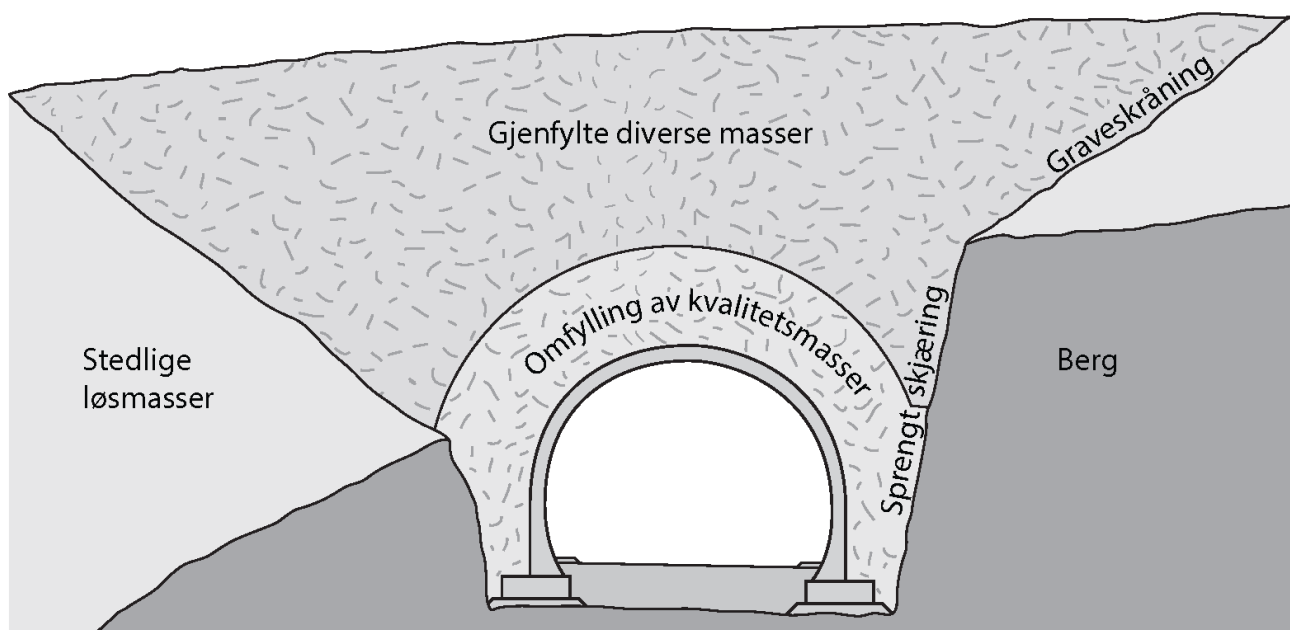
Jordtrykksforholdene rundt en nedfylt kulvert vil altså kunne være betydelig mer sammensatt enn det som forenklet vil kunne beskrives med jordtrykk uttrykt ved ren jordvekt, jordtrykkskoeffisienter og lastfaktorer (**beregningsmetode 1**), eventuelt med tillegg av jordfjærer (**beregningsmetode 2**).

Ulike belastningsforhold/lasttilfeller hensyntas i **beregningsmetode 3** slik som beskrevet under **beregningsmetode 1** jf. [Kapittel 9.2](#) (inkludert ytre terrenglast, provoserte skjevlast, komprimeringstrykk etc).

[Figur 9.4.2—1](#) viser en typisk hvelvet betongkulvert i varierende skjæring med jord og berg, og med stor jordoverlagring. I en slik situasjon er stivhet og spenningstilstand i jorda over og på sidene av konstruksjonen avhengig av en rekke mer eller mindre definerbare faktorer, blant annet:

- konstruksjonens form, høyde og stivhet
- utbøyningsmønster
- omfyllingsmassene, typer og komprimering
- beliggenhet av berg, spesielt nærhet til sprenget skjæring («siloeffekter»)
- geometrisk form av omfylling
- hvelvvirkninger i selve fyllmassen over kulverten («arching» effekter)
- fundamenteringsforhold og eventuelt løsmasser under kulverten

Disse forhold er videre med på å styre oppførsel og lastvirkninger i betongkonstruksjonen.



Figur 9.4.2—1 — Eksempel på nedfylt betongkulvert med komplekse omgivelser

For å komme et stykke nærmere «virkeligheten» i slike tilfeller gjøres det analyser hvor man prøver å hensynta flest mulig av slike faktorer, og dermed bedre modellerer samvirket mellom jord og konstruksjon.

Er fyllingshøyden over hvelv/kulvert relativt høy og konstruksjonen relativt myk, vil hvelvvirkninger i løsmassene kunne oppstå over konstruksjonen slik at belastningen over konstruksjonen avtar. Er konstruksjonen stiv kan denne være stivere enn fyllmassen til side for konstruksjonen, og belastningen over konstruksjonen kan bli større enn hva vekten av jorda rett ovenfor konstruksjonen tilsier. Det vil i slike tilfeller kunne være vanskelig å angi pålitelig både laster og jordtrykk. Erfaring tilsier da at **beregningsmetoder 1 og 2** vil kunne være både konservative og ikke-konservative, alt avhengig av stedlige geometriske forhold og samvirket mellom konstruksjon og løsmassene.

9.4.3 Prinsipper for modellering og beregning

Nedenfor gis en summarisk beskrivelse av slik samvirkemodellering. For utdyping innen dette tema vises til det omfattende analyse- og oppfølgingsarbeid som ble gjort i forbindelse med løsmassetunnel og tunnelportal omtalt i Oppdragsrapport nr. 40024-GEOT-R8. Fv 659 Nordøyvegen [195]. For mer grundig informasjon om elementmetoden og hvordan de enkelte program med jordmodeller osv. brukes, henvises det til kompendier, kurs og brukermanualer.

FEM står for Finite Element Method (Endelig elementmetode). Dette er en aktuell analysemetode for beregninger som inkluderer effekter fra forhold med lagdeling i grunnen, komplisert geometri og laster, oppfylling i faser der det oppstår hysteres som følge av vekslende lastsituasjoner, ulike løsmassetyper/omfyllingssoner og varierende bergskjæringer og jordfylling rundt kulverten. En best mulig modellering av stivheten i konstruksjon og jordvolum for varierende last- og deformasjonssituasjoner er en viktig del av denne typen analyser.

Det er samtidig viktig å påpeke at FEM-metoden ikke blir mer nøyaktig enn de modeller og inngangsparametere man bruker. Særlig for angivelse av ulike jordegenskaper er det ofte variabler som ikke vil kunne dokumenteres pålitelig, og da vil det være en fornuftig utvei å foreta sensitivitets-analyser på samvirkeoppførselen mellom konstruksjon og jord.

Effekter som oppstår for eksempel under lagvis komprimering av omfylling kan være vanskelig å modellere på en god måte. I det hele tatt ser en ofte at spenningstilstanden beregnet i jorda etter avsluttet omfylling kan avvike vesentlig fra det jordtrykk en ofte antar ved enklere beregninger. Det er et godt tips å sjekke denne tilstanden, det er en del parametere som styrer hvordan jordtrykket i initialtilstanden blir. Prøving og feiling med parametere kreves ofte før man finner et resultat man ser

seg fornøyd med. Og husk, det er absolutt ikke sikkert at disse forholdene automatisk beregnes mer korrekt med FEM enn ved enklere antakelser. Resultatene blir ikke bedre enn de modeller og parametere man bruker.

Geoteknikere bruker gjerne egen programvare som er spesielt tilpasset geotekniske problemstillinger og jordmodellering. Her vil konstruksjonen som regel bli modellert med lineærelastiske plateelementer (som i en rammemodell). Andre typer elementmetodeprogrammer for samvirkeanalyser er mer rettet mot modellering av konstruksjonsdelene, og modellerer gjerne jordas oppførsel på en mindre realistisk måte. I sistnevnte tilfelle vil man også kunne modellere selve betongtverrsnittet og armeringen som elementer, for derved å kunne ta ut enda mer detaljerte data fra konstruksjonselementene.

Jorden modelleres med såkalt elementnett, hvor det legges inn ulike jordparametere som beskriver styrke og stivhet i elementene. Mellom konstruksjon og jord, og mellom jord og ev. bergskjæring, anbefales det å benytte såkalte interface-elementer. Dette fordi disse modellerer glidning mellom konstruksjon og jord på en mye bedre måte enn bare vanlige jordelementer.

Selve prosessen med omfylling av jordvolumet beregnes i realistiske trinn eller faser, slik at konstruksjonen kan deformere seg vekselvis frem og tilbake for de ulike faser. Grunnet ikke-linearitet og hysteresese i jorda vil jordtrykkene da kunne bygges opp på mest mulig realistisk måte.

I de aller fleste tilfeller av analyser omhandlet i dette kapittelet vil ikke jordas styrke eller friksjonsvinkel bli utnyttet i noen av fasene eller lasttilfellene, dvs. at eksakt modellering av skjærfastheten i jorda blir mindre vesentlig.

Jorda sin stivhet relativt til konstruksjonens stivhet påvirker derimot i meget stor grad hvilke krefter konstruksjonen drar på seg. Mest mulig realistisk stivhetsoppførsel i jorda modelleres derfor. Dette innebærer i praksis bruk av jordmodeller som er ikke-lineære både mht. volumtøyninger og skjærtøyninger. Enkle elastisk-plastiske modeller, som for eksempel baserer seg på ideelt elastisk-ideelt plastisk Mohr-coulomb flytekriterium modellerer ikke dette bra. Selve flytekriteriet er bra nok, men brukt jordmodell anbefales å være ikke-lineær med hysteresemodellering for skjærtøyninger allerede fra isotrop skjærspenningstilstand.

Tilsvarende anbefales jordmodellen å produsere spenningsavhengig stivhet på volum (middelspenning), med volumetrisk flyteflate som gir volumetrisk hysteresese ved vekslende belastning i byggefaser.

- Uansett modellering av stivhet, så anbefales det å utføre sensitivitetsanalyser på stivhetsvariasjon. Dette gjelder stivhet i jorda, men også stivhet (E-modulen) i betongkonstruksjonen.
- Opprisset tilstand kan simuleres med redusert E-modul i betongen.
- Noe avhengig av omfyllingens kompleksitet, kan det være rimelig å sjekke konsekvensen av for eksempel forskjellig stivhet i jorda på hver side av konstruksjonen.
- Tilsvarende er det rimelig å sjekke effekten av en variasjon i jordvolumets tyngdetetthet.
- Alle beregninger med full samvirkeberegning som dette delet bygger på kontrolleres med forenklede beregninger, for eksempel som beskrevet i [kapittel 9.2](#) eller [kapittel 9.3](#). Jordtrykk over, under og mot sidene til konstruksjonen for egenlasttilfellet kontrolleres i forhold til slike beregninger. Årsak til ev. avvik vurderes, og om ikke funnet rimelige søkes parametere i jordmodellen justert slik at rimelige trykk oppnås.

Konstruksjonen modelleres med plateelementer. I tillegg til spenningstilstand/jordtrykk i løsmassene får man da ut lastvirkninger i kulverten (moment, skjærkraft, aksialkraft). Man kan også velge å modellere konstruksjonen med volumelementer som har en tykkelse lik konstruksjonen. Dette har betydelig geometrisk fordel, all geometri blir helt riktig, og egenvekter osv. blir automatisk riktig modellert. Ulempen er at det er mer strevsomt å lese og plote ut snittkrefter i konstruksjonen.

Fordi stivhetsrelasjoner mellom jord og konstruksjon er så viktig blir slike beregninger alltid gjort med karakteristiske jordparametere og laster for å finne bruksgrenseresultater (SLS). Dette omfatter i prinsipp alle kritiske lastsituasjoner som utilsiktede geometriske skjevheter, terrenglaster osv. nevnt under **beregningsmetode 2** og **3**. Ettersom analyser med FEM er mer tidkrevende, vil man i praksis forsøke å velge ut et mindre antall lastkombinasjoner som vurderes å være kritiske.

Vi har ovenfor beregnet et beste estimat på ufaktoriserte krefter i konstruksjonen. Angående sikkerhetsprinsipp i beregninger diskuteres det i [kapittel 11](#) hvordan en kommer fram til laster i bruddgrensetilstanden (ULS) med denne typen samvirkeanalyser. Som sagt ovenfor vil metode ii) der bare i sjeldne tilfeller gi kritiske dimensjonerende resultater ved beregning av stive kulverter og hvelv. Det er metode i) med faktorisering av SLS resultater som oftest blir kritisk.

- For å komme fram til bruddgrenseresultater (ULS), multipliseres derfor framkomne lastvirkninger (konstruksjonskrefter) i bruksgrensetilstanden (SLS) med faktoren $\gamma_f=1,35$ for å finne dimensjonerende ULS-krefter.

Vi faktoreriserer med dette alle typer laster som egenvekt og trafikklast med en felles faktor. Dette er etablert og akseptert praksis, og nasjonalt tillegg til Eurokode 0 [\[2\]](#) anbefaler at det gjøres på denne måten. Det er også den eneste fornuftige måten for å kunne legge inn et rimelig sikkerhetsnivå i denne typen beregninger.

Det er nødvendig å ha en grundig kontroll på hovedresultater fra FEM-analyser med enklere metoder, i den grad disse klarer å tilnærme/modellere problemstillingen. Utover dette er det behov for å gå kvalitativt inn i den avanserte analysens resultater og forstå de geotekniske mekanismer som påvirker jordas oppførsel og konstruksjonens lastvirkninger.

9.5 Jordtrykksforhold

9.5.1 Hvilejordtrykk og deformasjonsavhengighet

Generell forklaring til hvilejordtrykk og aktiv eller passiv jordtrykksmobilisering er gitt i [kapittel 6](#).

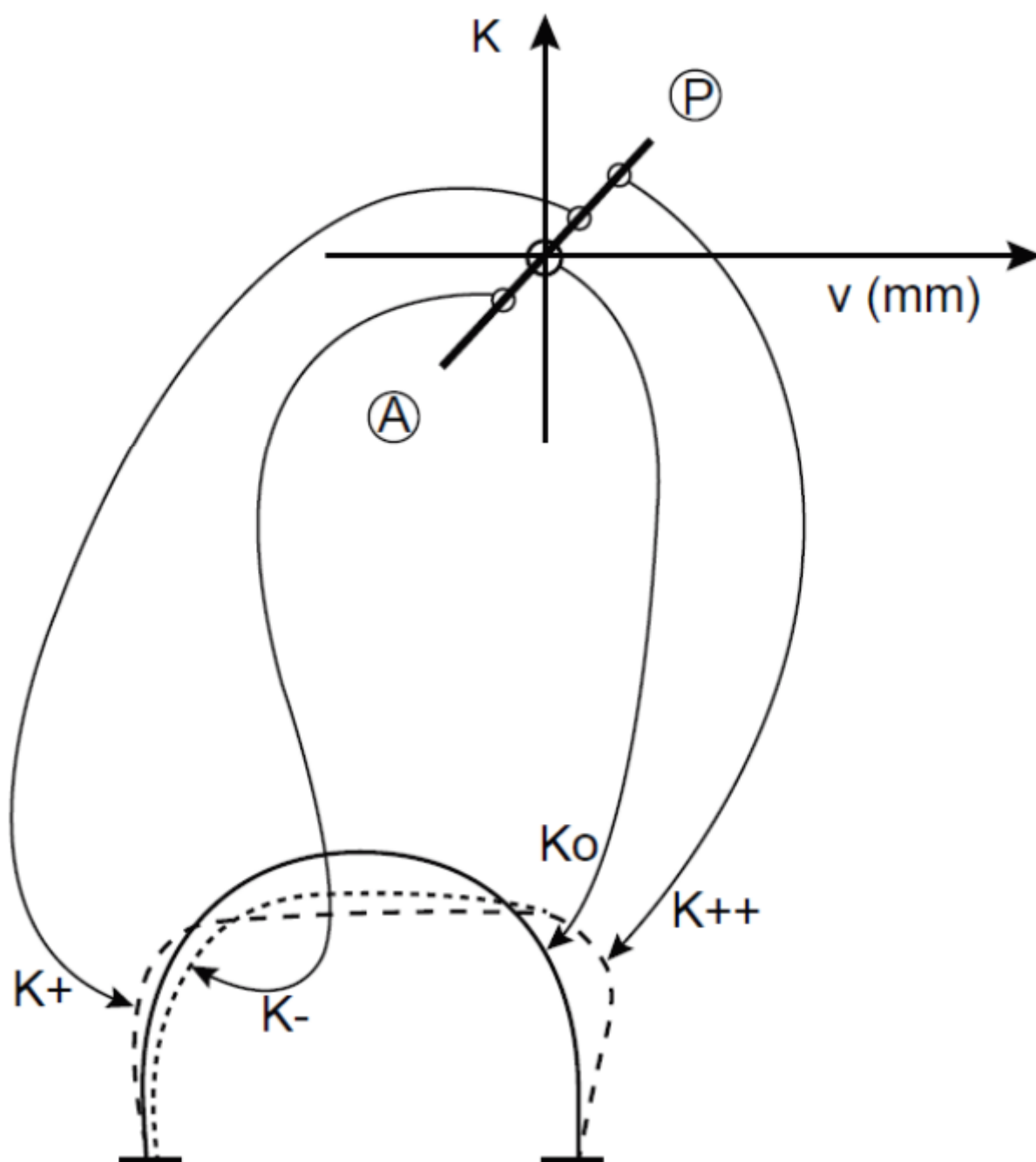
Utgangspunktet er hviletrykk mot en stiv/uforskyvelig konstruksjon, uttrykt ved hviletrykkskoeffisienten K_0 . Videre mobilisering (endring) av jordtrykkene er avhengig av i hvilken grad konstruksjonen likevel kan forskyve seg. Se [figur 6.1—1](#) med typiske arbeidskurver til aktiv (A) og passiv (P) side.

Den forenklede metoden i [kapittel 9.2](#) baseres på likt hvilejordtrykk som ren last på hver side av en uforskyvelig konstruksjon. Små deformasjoner (antatt innenfor et tilnærmet elastisk område) - i en aktiv eller passiv bevegelse av vegg - vil imidlertid i realiteten endre jordtrykket noe og mest der bevegelsene er størst. Man kan si at jordtrykkene justerer seg rundt hviletrykkstilstanden inntil det innfinner seg en ny likevektstilstand mellom jord og konstruksjon. Se [figur 9.5.1—1](#).

Det vil si at selv om jordtrykkets deformasjonsavhengighet ikke tas med i selve modelleringen i [kapittel 9.2](#), kan justerte jordtrykkskoeffisienter for sidetrykk til en viss grad likevel bedømmes ut fra konstruksjonens deformasjonsmønster. Et grunnlag for enkelt å bestemme deformasjonsavhengighet er forholdstall fra tillegg C i Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#). Her vil man ut fra Figur C.4 og Tabell C.2 få et anslag på passiv mobiliseringsgrad av jordtrykket knyttet til ulike deformasjonsforhold og vegg høyder. Tabell C.1 gir tilsvarende for aktiv veggbevegelse.

I tilfeller hvor man ønsker å beregne konstruksjonen med bedre tilpassede jordtrykksverdier til konstruksjonens type og oppførsel, kan man imidlertid bruke fjærmodellerte jordstivheter som automatisk regulerer jordtrykkene ut fra den aktuelle deformasjonstilstand (se [kapittel 9.3](#)).

Normalt antas det konservativt å kun bruke gitte hviletrykk som utgangspunkt for ren jordlast på satt konstruksjonen, uten hensyntagen til jordens stivhet. Er det forhold ved konstruksjonen og/eller dens omgivelser som gir usikkerhet om dette, eller tilfeller med lite empirisk grunnlag, bør man bruke mer avansert metodikk for å analysere samvirketilstanden – jf. [Kapittel 9.3](#) og [kapittel 9.4](#).



Figur 9.5.1—1 — Forenklet oppførsel (lineært elastisk) ved små forskyvninger rundt K_o Noen mulige utbøyningsformer for buekulvert er vist. K : jordtrykkskoeffisient (K_o : hviletrykkskoeffisient) v : forskyvning A : aktiv bevegelse P : passiv bevegelse

Ved nærmere anvendelse av jordtrykkets deformasjonsavhengighet er det viktig å inkludere alle effekter som gir forskyvninger i konstruksjonen. Stor vertikal last på taket med samtidig jordtrykk på sidene fører ofte til netto sideutbøyning av veggene, og ut ifra et slikt deformasjonsbilde kan man argumentere for passive reaksjoner mot veggene. Effekter som temperatur, svinn og kryp kan føre til det motsatte – at veggene forskyves innover – men om dette har signifikant betydning for jordresponsen er vanskelig å si generelt, og tas eventuelt inn i en avansert analyse.

Det er også viktig å være klar over at både jordtrykk og deformasjoner oppstår mens omfyllingsmassene legges på. Jordtrykket bygges opp selv om konstruksjonen beveger seg. Det vil si at om man beregner et deformasjonsbilde ut ifra en teoretisk modell av sluttjordtrykket påsatt som last på en konstruksjon,

så er det ikke nødvendigvis riktig å anta at hele denne deformasjon gir grunnlag for å «modifisere» jordtrykkskoeffisientene.

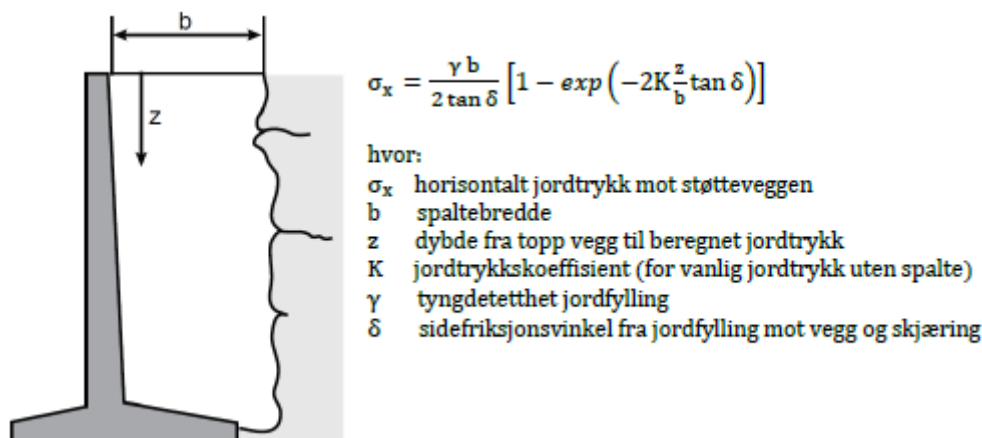
Det er med andre ord viktig - men komplisert - å ta hensyn til det samlede forskyvningsbilde hvis man først går inn på jordtrykks deformasjonsavhengighet. I denne sammenheng kan også opprissing av betongkonstruksjonen være av betydning.

Om man ønsker å være mer avansert i tilnærmingen til ulike jordtrykkstilstander ut fra konstruksjonens faser og bevegelser, tilrådes det å bruke metoder for samvirkemodellering som beskrevet særlig i [kapittel 9.4](#).

9.5.2 Jordtrykk i smale spalter («silotrykk»)

Såkalt «silotrykk» er en tilstand hvor jorda i trange områder får en ekstra motstand og stivhet, fordi skjærbruddflaten ikke utvikler seg som normalt (jorda «henger seg på» f.eks. en bergskjæring).

Effekten er som oftest benyttet for hviletrykk mot vegger som står nær bergskjæring eller andre konstruksjoner. Trykket avtar da nedover i dybden sammenlignet med vanlig lineært jordtrykk. Figuren under angir en formel for horisontaltrykket i smale spalter utviklet fra Janssens siloteori [\[196\]](#). Denne formelen tar ikke hensyn til hvelvvirkninger i jordfylling over spalten.



Figur 9.5.2—1 — Støttevegg nær bergskjæring. Modifisert etter Frydman [\[196\]](#)

Det vil kunne være vanskelig å anslå en realistisk spaltebredde i en bergskjæring. I praksis vil denne, foruten skrånende profil, variere en del med sprengningsnøyaktighet og bergets beskaffenhet. Så det er behov for langt forsiktigere valg enn det en teoretisk prosjektert avstand mellom konstruksjon og sprengningskontur tilsier. Dette kontrolleres etter sprengning, og beregninger eventuelt justeres. Med mindre det er mulig å definere/dokumentere tydelige og ensartede forhold bør derfor «silotrykk» ikke benyttes i dimensjoneringen. Ved lave skjæring og kulverthvelv med stor overfylling er uansett effekten begrenset.

Formelen over gir en gunstig reduksjon av jordtrykket ved avtagende spaltebredde, og er relevant for en aktiv bevegelse av vegg (når den vil presses vekk fra bergskjæringen). Ved høy overfylling ovenfor spalten får en samme effekt i hviletrykkstilstand.

Det finnes ingen kjent formel for den motsatte tendens med en passiv bevegelse (veggen vil presses mot jordmassene), men det kan antas at en gunstig effekt også da vil være gjeldende. Massene i spalten vil trykkes sammen, med tendens til en passiv skjærplanutvikling med løft av jorda opp mot terreng. Dette forhindres/innsnevres på grunn av det begrensede rommet (i en smal nok spalte vil det bare kunne bli en tilnærmet elastisk trykkoverføring gjennom jorda mot berget). Det blir dermed en økt motstand (styrke og stivhet) sammenlignet med vanlig passiv tilstand med full klassisk/plastisk bruddsone.

Således er «siloeffekten» gunstig både ved aktiv og passiv tilstand, henholdsvis med en mindre drivende og en økt stabiliserende jordtrykksvirkning.

Dette resonnement tilsier at det burde være ugunstig rent geoteknisk sett å ikke regne med «siloeffekter» - uansett i hvilken retning veggene beveger seg.

I konstruksjonsanalyser har det imidlertid vært vanlig praksis å regne med redusert sidetrykk på grunn av siloeffekten - når det er ugunstig å betrakte jorda med laveste jordtrykkstilfelle. Man tenker seg da veggene helt i ro, eller med så minimal bevegelse mot massene at passive effekter kan neglisjeres. Da vil man ha et konservativt utgangspunkt for sidetrykk. Se også [kapittel 9.2.13](#). Vurderingen videre er i prinsippet slik at det forutsetter en viss deformasjon mot jorda før man vil kunne regne med et økende jordtrykk i støttende tilfelle, og at den passive siloeffekt samtidig kan antas å gi en større stivhetsrelasjon enn vanlig passiv tilstand.

Det er generelt forutsatt at man oppnår godt komprimerte fyllmasser i henhold til vegnormen [N200:2024, 1.13.8.1 \[1\]](#). Det anbefales en minimumsbredde på 1,0 m mellom konstruksjon og bergskjæring av hensyn til komprimeringsarbeidet.

Hvis det er viktig å hensynta siloeffekter for å oppnå gunstigst mulige resultater for konstruksjonen, anbefales det å bruke avanserte beregningsmetoder med FEM-analyser (se [kapittel 9.4](#)). Dette vil også gi sikrere svar på diffuse hvelvvirkninger og spenningsomlagring i jorda som gjerne oppstår rundt kulverten, og som igjen innvirker på overført vertikal jordlast til en smal spalte og dermed de horisontale jordtrykkene i denne. Samtidig er det viktig å huske på at det likevel er det faktiske resultat etter avgraving av berget og uttak av bergskjæringen som avgjør de endelige beregningsforutsetningene for en «silo-geometri», som nevnt over.

9.5.3 Komprimeringstrykk

I henhold til Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#), pkt. 9.5.5, skal man kontrollere ekstra jordtrykk fra komprimering av tilbakefylling mot vegg. Tilleggstrykkenes størrelse vil være knyttet til utstyr og prosedyrer for komprimering nær veggene, den aktuelle konstruksjonstype og total fyllingshøyde.

Med lagvis høyere oppfylling over topp kulvert vil det statiske jordtrykk etter hvert omhylle komprimeringstrykket fra hvert lag inn mot veggene. Problemstillingen med tilleggstrykk fra komprimeringen vil derfor være mest aktuelt på øvre del av veggene for kulverter med liten overfylling, små trafikklaste og/eller i en byggefase.

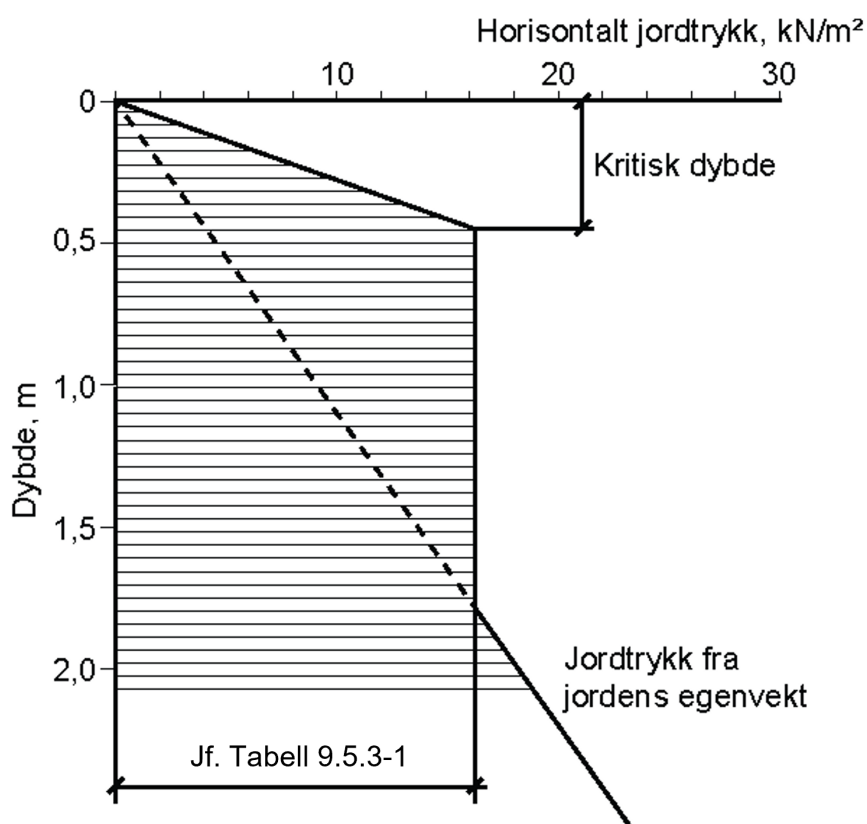
En kontroll av komprimeringstrykket vil kunne foretas som vist i Forssblad [\[197\]](#), som gjengitt nedenfor:

- Ut fra anvendt komprimeringsutstyr fastlegges horisontalt jordtrykk og kritisk dybde (definisjoner framgår av [figur 9.5.3—1](#) og [tabell 9.5.3—1](#)). Dette sammenlignes med statiske jordtrykk som framkommer av analysene i [kapittel 9.2.6](#) og [kapittel 9.2.7](#) (hvor alle effekter av jordtrykkskoeffisient, terrenglaste, jordoverfyllinger og skjevlaster er inkludert).
- Dersom det samlede statiske horisontale jordtrykk er større enn tabellens «Maks. horisontale jordtrykk» i den angitte «Kritisk dybde», benyttes statisk horisontalt jordtrykk, ellers benyttes «Maks. horisontale jordtrykk» der det er større enn samlet statisk horisontalt jordtrykk.

Eksempel:

- Det forutsettes en komprimerings-prosedyre med 300 kg vibroplate og 1,5 tonn vibrovals.
- [Tabell 9.5.3—1](#) gir et maks. horisontalt jordtrykk på 16 kN/m² og kritisk dybde 0,45 m for 400 kg vibroplate (som er kraftigere enn 300 kg vibroplate eller 1,5 tonn vibrovals).
- Anta en fyllingshøyde 2,0 m over kulverttaket, en terrenglast 10 kPa og en jordtrykkskoeffisient $K = 0,3$.
- Nivå tilsvarende «Kritisk dybde» blir $2,0 \text{ m} + 0,45 \text{ m} = 2,45 \text{ m}$ hvor beregnet horisontalt statisk jordtrykk er $0,3 \cdot (2,45 \text{ m} \cdot 19 \text{ kN/m}^3 + 10 \text{ kN/m}^2) = 17 \text{ kN/m}^2$.
- Dette er litt mer enn komprimeringstrykket på 16 kN/m², og viser at man i et slikt tilfelle med god overfylling av kulverten vil kunne se bort fra ugunstige komprimeringseffekter ved dimensjonering av konstruksjonen for endelig tilstand.

- Regnestykket vil se annerledes ut for en byggefase og for kulverter med kun en vegoverbygning over taket. Da er horisontaltrykket fra jordens egenvekt mindre, men samtidig er det behov for å vurdere trafikklastens størrelse og fordeling.



Figur 9.5.3—1 — Horisontalt jordtrykk ved lagvis komprimering mot vertikal vegg (Modifisert etter Forssblad [197])

Tabell 9.5.3—1 — Maksimalt horisontalt jordtrykk ved komprimering mot vertikal vegg [197]. Dette forstås som karakteristiske verdier.

Komprimeringsutstyr	Estimert statisk linjelast (kg/cm)	Maks. horisontalt jordtrykk (kN/m ²)	Kritisk dybde (m)
Vibroplate 120 kg	-	11,5	0,3
Vibroplate 400 kg	-	16,0	0,45
Vibrovals 1,4 tonn	≈12	12,5	0,35
Vibrovals 3,3 tonn	≈23	19,0	0,5
Vibrovals 5 tonn	≈30	20,0	0,55
Vibrovals 10 tonn	≈47	27,0	0,75
Statisk vals 10 tonn	≈47	20,0	0,6

9.5.4 Tilbakefylling med andre jordmaterialer

Det er primært antatt knuste steinmaterialer som fyllmasser.

Det vil også kunne brukes telefrie og drenerende friksjonsmaterialer som sand og grus, men andre jordparametere/friksjonsvinkler vil da måtte benyttes ved fastsettelse av jordtrykkskoeffisienter m.v.

Jordparametere vurderes i slike tilfeller for det aktuelle jordmaterialet og komprimeringsgraden. Begrunnelse og referanser oppgis. Dersom man ikke har andre referanser, kan det tas utgangspunkt i

referanseverdier gitt i [kapittel 3](#). Kontrollopplegg for verifisering av massenes egenskaper anbefales vurdert ut fra betydningen.

Det er også behov for å vurdere hvordan slike masser vil innvirke på praktiske forhold som komprimeringsprosedyrer.

For tilfeller med stor overfyllingshøyde, vil det kunne være aktuelt å benytte andre typer masser enn stein, grus og sand et stykke unna konstruksjonen, særlig som øvre lag av overfyllingen (f.eks. stedlige diverse jordmasser og morene).

Jordtrykk for knuste steinmaterialer som oppgitt i [kapittel 9.2](#) vil kunne regnes gyldige så fremt andre typer løsmasser ligger så langt unna – både i side og høyde – at de ikke påvirker jordtrykksfordelingen mot konstruksjonen. Normalt vil det kunne antas at dette er oppfylt dersom avstanden mellom konstruksjonens ytterkant og andre typer jordmaterialer er større enn eller lik den største av halve hvelvets bredde og halve hvelvets høyde. Dette anbefales imidlertid å vurderes av geotekniker i det enkelte tilfelle.

Frostsonen utføres med ikke telefarlige masser (T1-materiale). For frostsikker utførelse vises til vegnormal [N400:2025, Krav 7.1.2—1 \[9\]](#), vegnormal [N200:2024, Krav 1.13.8.1—2 \[1\]](#) og [kapittel 14](#) i denne veiledningen. Frostsikker lagtykkelse rundt yttervegg kulvert bestemmes som «frostfri dybde» ut fra dimensjonerende frostmengde for 100-års returperiode (F_{100}), for frostmengder se vegnormal [N200:2024, Krav 3.2.1—1 \[1\]](#).

9.6 Symbolliste

Tabell 9.6—1

Symbol	Forklaring
b	Bredde mellom hvelv/kulvert vegg og bergskjæring
B	Bredde målt til systemlinje
β	Terrenghelning
δ	Sidefriksjonsvinkel på vertikale "vegger"/ Deformasjon (ifm. fjærkonstant)
δ_{pH1}	Horisontalt bidrag fra terrenglast
δ_{pH2}	Utsiktet skjevlast
δ_{pV}	Vertikalt bidrag fra terrenglast
F_{100}	100-års frostmengde
G	Skjærmodul
GV	Grunnvannstand
γ_{eff}	Neddykket tyngetetthet
γ_{tot}	Total tyngdetetthet
$\gamma_{tørr}$	Tyngetetthet drenerte masser
γ_w	Tyngetetthet vann
H	Overfyllingshøyde over hvelv/kulvert
H'	Overfyllingshøyde halvveis ned på hvelv/kulvert
h	Høyde på hvelv/kulvert
h_s	omfyllingsbredde
K_0	Hviletrykkskoeffisient
K	Jordtrykkskoeffisient
k_H	Fjærstivhet, horisontal jordfjær
k_s	Fjærstivhet, sideveis jordfjær (for fundament)
k_1, k_2	Korreksjonsfaktor for jordtrykkskoeffisient pga. terrenghelning
k_V	Fjærstivhet, vertikal jordfjær
M	Ødometermodul
m	Modultall
n	Porøsitet
ν	Tverrkontraksjonstall
p_H, q_H	Horisontal last
p_m	Terrenglast
p_V, q_V	Vertikal last
p_w	Vanntrykk
s	Setningstall (ekvivalent dybde for fjærkonstant)
V	Skjærkraft
Z	Dybde
σ_a	Referansespenning = 100 kPa
$\Delta\sigma$	Spenningsendring
σ_x	Horisontaltrykk
$\varphi, \emptyset$	Friksjonsvinkel

10 Støttemurer og landkar

10.1 Innledning

Dette kapitlet omhandler anvendelse av jordtrykks- og bæreevneberegninger ved geoteknisk dimensjonering av støttemurer inklusive tørrmurer og landkar. Se [kapittel 6](#) for jordtrykksberegning, [kapittel 7](#) for bæreevneberegning og [kapittel 9](#) for jordtrykk mot stive hvelv og kulverter.

Det er vist dimensjoneringsprinsipper og beregningsgang for overslag. Beregningsprosedyrene for å finne optimale dimensjoner av for eksempel landkarfundamenter er svært arbeidskrevende på grunn av mange lastkombinasjoner. Vanligvis utføres dette ved hjelp av beregningsprogrammer.

Støttemurer og landkar kontrolleres i henhold til godkjenningsordning i Statens vegvesen. For beskrivelse av kontrollomfang og prosjekteringskontroll vises det til vegnormal [N200:2024 \[1\]](#) og til vegnormal [N400:2025 \[9\]](#).

10.2 Støttemurer

Det finnes mange ulike typer støttemurer, felles for dem er at hovedformålet er å stramme opp helningen sammenlignet med naturlig helning til jordmassene på stedet. Støttemurer deles vanligvis inn etter virkemåten i gravitasjonsmurer, vinkelstøttemurer og støttemurer med forankring. Dette et omhandler gravitasjonsmurer og vinkelstøttemurer. For tørrmurer vises det til [kapittel 10.3](#), for landkar vises det til [kapittel 10.4](#) og for støttemurer med forankring vises det til [kapittel 11](#) og [kapittel 17](#).

Krav til telesikre masser og drenering er omtalt i [kapittel 14](#) og i vegnormal [N200:2024, 5.1 \[1\]](#).

For støttemurer på berg er det gitt krav i vegnormal [N400:2025 \[9\]](#), se punkt 10) i [kapittel 10.2.1](#) i denne veiledningen.

10.2.1 Dimensjonering – beregningsgang

Støttemurer dimensjoneres vanligvis i bruddgrensetilstand, men bestandighetskrav (for eksempel rissviddekrav for betongkonstruksjoner) kontrolleres med relevante lastkombinasjoner i bruksgrensetilstanden. Det utføres kontroll av områdestabiliteten i henhold til vegnormal [N200:2024, 1.4.3 \[1\]](#), for stabilitetsberegninger henvises til [kapittel 5](#). Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) beskriver krav til dokumentasjon i geoteknisk prosjekteringsrapport, vurdering av punktene under vil danne en del av dokumentasjonsgrunnlaget.

1) Bestemmelse av parametere

Grunnvannstand og geotekniske parametere for massene under fundament og bak støttemur bestemmes, det vises til [kapittel 3](#) i denne veiledningen. Grunnvannstand vurderes i hvert enkelt tilfelle, men ut fra aktuell situasjon vil den ofte kunne forutsettes å ligge ved eller under underkant fundament. Hvis støttemurens sikkerhet og brukbarhet er avhengig av drenerte forhold installeres dreneringssystem som tilfredsstiller kravene i kapittel 9.4.2 i Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#).

1) Lastfaktorer

Lastfaktorer og kombinasjoner er gitt i Eurokode 0 [\[2\]](#) og i henhold til vegnormal [N400:2025, Krav 6.2.5—1 \[9\]](#) benyttes dimensjonerende verdier fra tabell NA.A2.4 (C) i Eurokode 0 [\[2\]](#) for geotekniske laster, og for øvrige laster på/fra konstruksjonen benyttes verdier fra tabell NA.A2.4 (B). For støttestruksjoner der det er trafikklast bak konstruksjonen i henhold til vegnormal [N400:2025, Krav 4.6—3 \[9\]](#) benyttes $\gamma_Q = 1,15$ i henhold til vegnormal [N400:2025, Krav 6.2.5—2 \[9\]](#) på denne trafikklasten. For følgende laster benyttes $\gamma_Q = 1,30$ hvis lastvirkningen er ugunstig, se vegnormal [N400:2025, Krav 6.2.5—2 \[9\]](#):

— trafikklast fra jernbanetrafikk

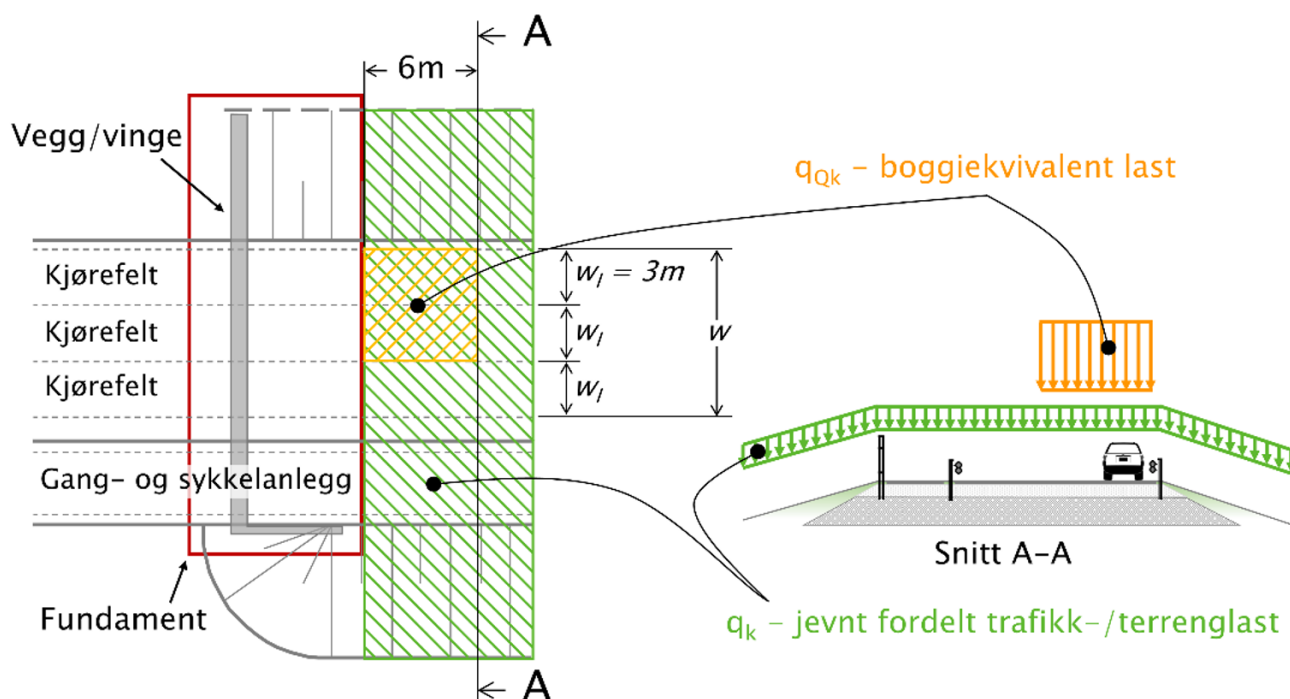
- vertikallast fra trafikk, variabel del av vekt av jord og fri ballast, grunnvann og fritt vann ved beregning av horisontal sidetrykk
- øvrige variable laster

Ved dimensjonering av støttekonstruksjoner i bruksgrensetilstand og ulykkessituasjon settes alle lastfaktorer γ_G og γ_Q lik 1,0.

1) Trafikklaster

Trafikklast er generelt gitt i Eurokode 1 – del 2 [192], med noen tilpasninger for det offentlige vegnett gitt av trafikklastforskrift for bruer m.m. [10], og er en trafikklastmodell for vegtrafikk. Trafikklastmodell for gang- og sykkelvegbruer er beskrevet senere i dette punktet. Trafikklastforskriften [10] §4 beskriver følgende ekvivalentlaster på fylling inntil konstruksjoner som vist i figur 10.2.1–1.

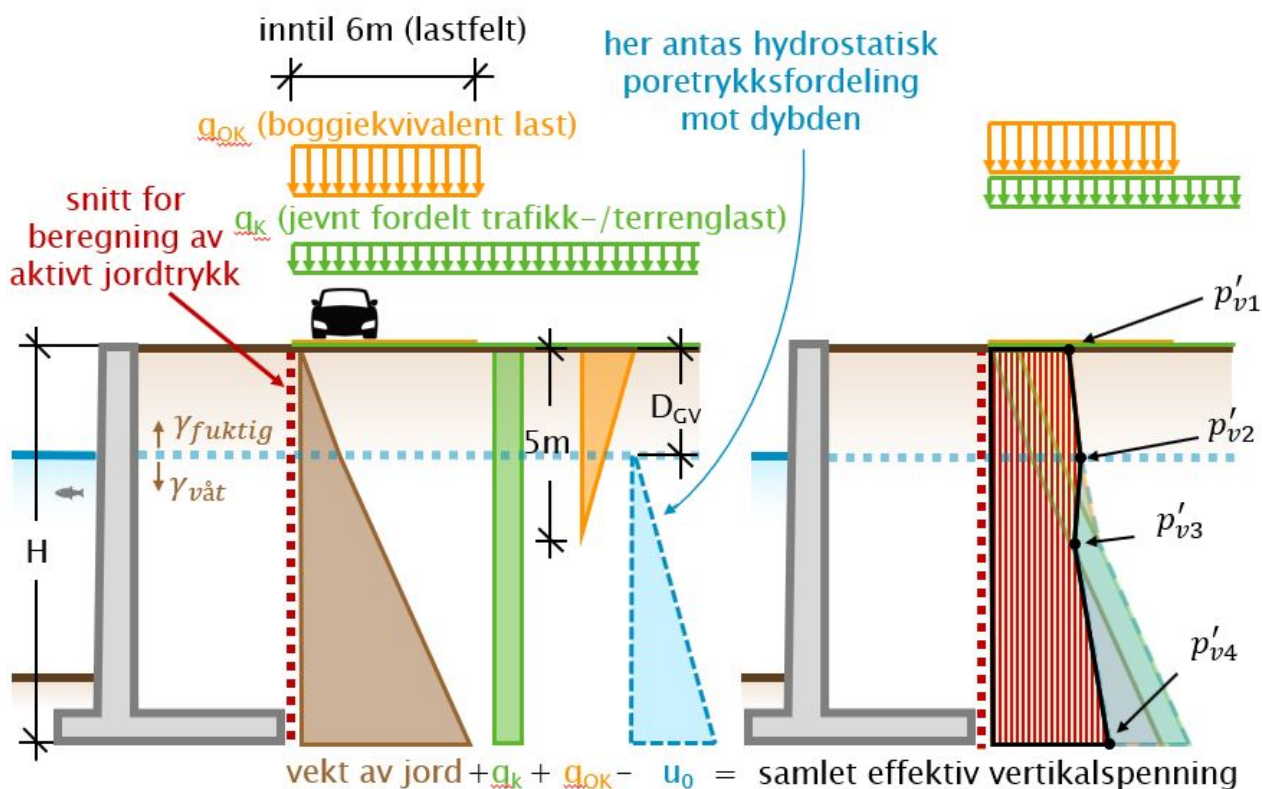
Trafikklasten er en jevnt fordelt last for alle lastfelt/kjørefelt inkludert eventuelle rest-/sidearealer, $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$, og en boggiekvivalent last i inntil 2 lastfelt og 6 m i lengderetningen, $q_{Qk} = 25 \text{ kN/m}^2$. Lastene opptrer samtidig.



Figur 10.2.1–1 — Trafikklast på fylling inntil konstruksjoner (etter trafikklastforskriften [10])

Figur 10.2.1–1 viser anvendelse av q_k og q_{Qk} på fylling inntil et brufundament i plan og profil. Trafikklastforskriften [10] gir også en annen variant der lastene trekkes helt inn mot vegg/vinge.

Grunnet begrenset utstrekning i plan, avgrenses dybdevirkningen av q_{Qk} til 5 m under terreng, mens q_k virker over hele konstruksjonshøyden. Hvis ikke en nøyaktigere metode brukes, kan en forenklet (lineær) vertikalspenningsfordeling benyttes, se vegnormal N400:2025, 4.6 [9].



Figur 10.2.1—2 — Prinsipp for beregning av effektive vertikalspenninger i jord bak støttemurer/landkar

$$p'_{v1} = (q_k + q_{Qk}) \cdot \gamma_Q \quad (10.2.1-1)$$

$$p'_{v2} = \left(q_k + q_{Qk} \cdot \left(\frac{5m - D_{GV}}{5m} \right) \right) \cdot \gamma_Q \cdot \gamma_{fuktig} \cdot D_{GV} \cdot \gamma_G \quad (10.2.1-2)$$

$$p'_{v3} = (\gamma_{fuktig} \cdot D_{GV} + \gamma_{v\hat{a}t} \cdot (5m - D_{GV})) \cdot \gamma_G + q_k \cdot \gamma_Q - \gamma_{vann} \cdot (5m - D_{GV}) \quad (10.2.1-3)$$

$$p'_{v4} = (\gamma_{fuktig} \cdot D_{GV} + \gamma_{v\hat{a}t} \cdot (H - D_{GV})) \cdot \gamma_G + q_k \cdot \gamma_Q - \gamma_{vann} \cdot (H - D_{GV}) \quad (10.2.1-4)$$

I henhold til vegnormal [N400:2025, Krav 4.6—3 \[9\]](#) benyttes jevnt fordelt last på 5 kPa for trafikklast på gang- og sykkelanlegg uavhengig av om det ligger ved siden av kjørefelt eller som separat gang- og sykkelanlegg og det benyttes lastfaktor $\gamma_Q = 1,15$ på denne lasten iht. vegnormal [N400:2025, Krav 6.2.5 —2 \[9\]](#). Gang- og sykkelanlegg får også last fra tjenestekjøretøy med aksellaster 80 kN + 40 kN i henhold til Eurokode 1 - del 2 [\[192\]](#) (NA.5.3.2.3).

1) Ruhet

Ruhet mot vegg r_v vurderes ut fra den faktiske situasjonen (gjelder kun for masser bak mur, og det er viktig at denne ikke forveksles med fundamentruhet r_b). Ruheten r_v kan velges med utgangspunkt i [tabell 10.2.1—1](#).

Tabell 10.2.1—1 — Grunnlag for vurdering av ruhet, r_v for vinkelstøttemurer

Ruhet r_v	Anvendelse
r_v settes lik $1/\gamma_M$ for bruddgrense f for bruksgrense	Benyttes når muren roterer om sålen, forskyves utover, eller dersom massene bak muren setter seg mer enn muren. Skjærspenningen τ er nedadrettet.
0	Benyttes når det ikke er noen relativ bevegelse mellom muren og de bakenforliggende massene. Skjærspenningen $\tau = 0$.
- 0,5	Benyttes når muren synker i forhold til det bakenforliggende terrenget. Skjærspenningen τ er oppadrettet.

Støttemurer på berg dimensjoneres normalt for $r_v = 0$.

1) Jordtrykkskoeffisient

For bruddgrensetilstanden bestemmes jordtrykkskoeffisienter med basis i valgt partialfaktor for materialfasthet γ_M , se vegnormal [N200:2024 \[1\]](#).

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M} \quad (10.2.1-5)$$

For bruksgrensetilstanden anbefales jordtrykkskoeffisienter med basis i valgt mobiliseringsgrad f

$$\tan\varphi_d = f \cdot \tan\varphi \quad (10.2.1-6)$$

Mobiliseringsgraden kan velges etter [tabell 10.2.1—2](#), basert på både undergrunnens og konstruksjonens stivhet.

Tabell 10.2.1—2 — Anbefalt mobiliseringsgrad f for jordtrykksberegning

Undergrunn	Fleksibel konstruksjon	Normal konstruksjon	Stiv konstruksjon
Myk	0,80	0,75	0,70
Middels	0,75	0,70	0,65
Stiv/Berg	0,70	0,65	0,60

Det påpekes at forskjellige jordtrykkskoeffisienter og formler benyttes for beregning av jordtrykk for flatt (K_A) og hellende ($K_{\beta A}$) terreng, se [kapittel 6](#).

Hvis jordtrykket treffer en bakoverhellende vegg (f.eks. tørrmur) kan jordtrykkskoeffisienten korrigeres for dette, f.eks. etter prinsipper gitt i [kapittel 6](#).

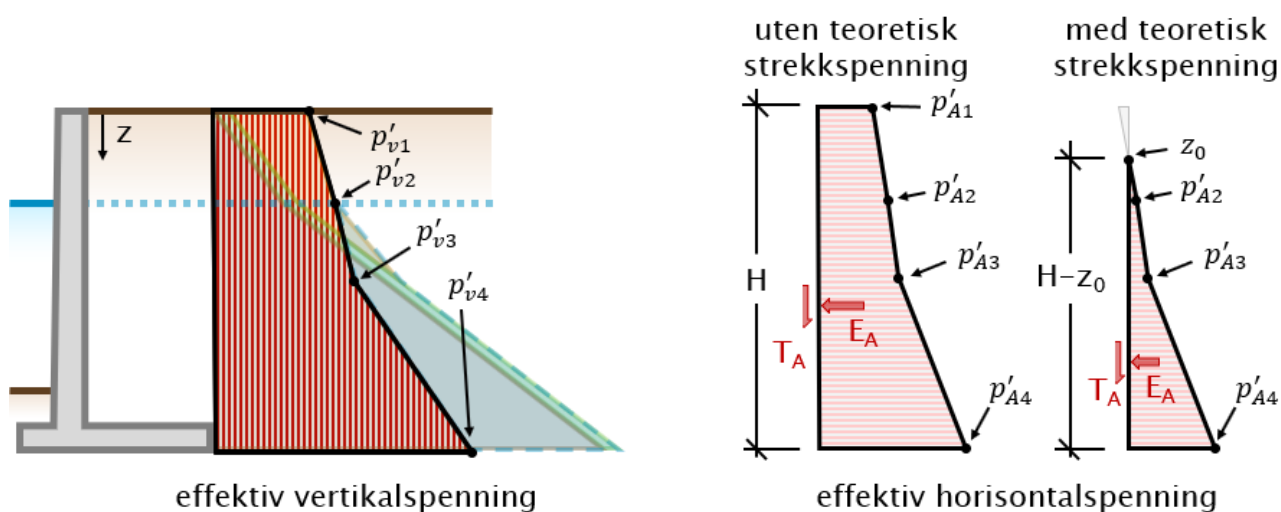
For beregning av jordtrykk for støttemurer mot bergskjæring der avstanden mellom berg og mur er liten sammenlignet med høyden av muren (vanligvis kalt silotrykk), henvises det til [kapittel 6](#) og [kapittel 9](#).

For stive konstruksjoner hvor det ikke er forventet relativbevegelse mellom konstruksjonen og grunnen, krever Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) at det benyttes hviletrykk. For normalkonsolidert jord anbefales hviletrykk benyttet hvis konstruksjonens bevegelse er mindre enn $5 \cdot 10^{-4} \cdot h$ der h utgjør murhøyden. Det vises til [kapittel 9](#).

Jordtrykk mot en støttekonstruksjon med tilbakefylte masser vil også avhenge av hvorledes tilbakefyllingsarbeidet og spesielt komprimering utføres. Anbefalinger for tilbakefylling og komprimering er gitt i vegnormal [N200:2024, 1.13.8 \[1\]](#).

1) Horisontalspenning/horisontalresultant

Med bakgrunn i spenningsfigur for vertikalspenning kan horisontalspenninger og horisontalresultanten beregnes, dette vises for effektivspenningsanalyse i [figur 10.2.1—3](#).



Figur 10.2.1—3 — Beregning av effektiv horisontalspenning baseres på samlet effektiv vertikalspenning.

Symboler nedenfor er forklart i [kapittel 6](#) i denne veiledningen.

$$p'_a = K_A \cdot (p'_v + a) - a \quad (10.2.1-7)$$

eller eventuelt

$$p_A = K_{\beta A} \cdot (p'_v + a) + \frac{s}{s - \omega_A} \cdot a - a \quad (10.2.1-8)$$

$K_A/K_{\beta A}$ korrigeres ved jordtrykk mot hellende vegg

Teoretiske strekkspenninger settes lik 0 kPa. Dybden til ev. teoretisk nullspenningsdybde, z_0 , beregnes og høyden av spenningsdiagrammet reduseres til dette nye toppunktet. Jordtrykksresultant (E_A) beregnes ved å integrere horisontalspenningene over dybden (horisontalspenningsfigurens areal).

Jordtrykket beregnes både for brudd- og bruksgrensetilstand. Den mest kritiske verdien benyttes ved dimensjonering av betong/armering. I bruksgrensetilstand benyttes vanligvis jordtrykkskoeffisient for hviletrykk, det vises til [kapittel 6.4.3](#). Dette kan medføre at dimensjonerende last for f.eks. risskontroll av konstruksjoner i betong blir større enn i bruddgrensetilstand.

1) Aktiv skjærkraft

På effektivspenningsbasis beregnes den aktive skjærkraften (T_A) direkte fra jordtrykksresultanten

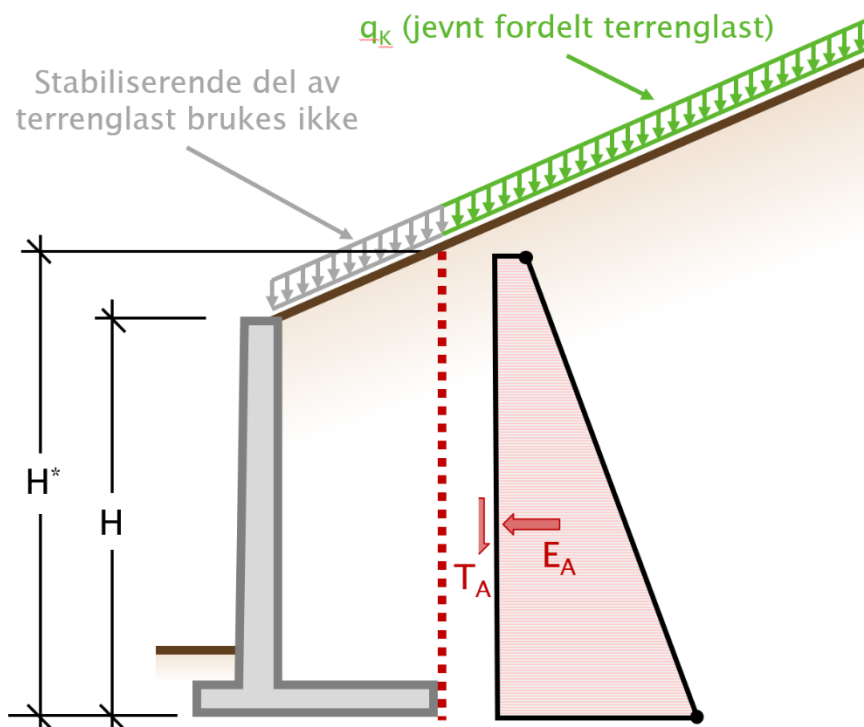
$$T_A = r_v \cdot \tan \varphi \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H \quad (10.2.1-9)$$

I tilfelle strekkspenninger i jordtrykksdiagrammet, se [figur 10.2.1—3](#) benyttes også den reduserte høyden ($H - z_0$) ved beregning av skjærspenninger.

Lukkede formler for jordtrykk i et vertikalt snitt bak støttemur er gitt i [kapittel 10.6](#). Der presenteres formler for jordtrykksresultant, momentarm, skjærkraftsresultant samt ev. nullspenningsdybde på effektivspenningsbasis.

1) Hellende terreng bak støttemur

Ved hellende terreng bak støttemur hensyntas terrenghøyden H^* ved bakkant såle ved beregning av jordtrykk, se [figur 10.2.1—4](#).



Figur 10.2.1—4 — Jordtrykkseffekter ved hellende terreng bak støttemur

1) Bæreevne

Bæreevneberegning utføres etter prinsipper gitt i [kapittel 7](#). Effektivspenningsanalyse benyttes vanligvis, men dersom det finnes kohesjonsjordarter innen en dybde på 1,5 multiplisert med sålebredden, er det behov for å kontrollere bæreevnen på totalspenningsbasis eller med effektivspenningsanalyse hvor det tas hensyn til poretrykkoppbygging. For bæreevne på lagdelt grunn vises det til [kapittel 7.5](#). Når det gjelder maksimalverdi for r_b (fundamentruhet) henvises det til vegnormal [N400:2025, Krav 7.2.1—4 \[9\]](#). Det kan også være nødvendig å vurdere glidning i lavere sjikt enn i fundamentfugen, blant annet kan dette være aktuelt ved masseutskifting eller lagdelt grunn.

1) Støttemur på berg

For støttemurer på berg er det gitt krav for direkte fundamentering i [N400:2025, 7.2](#), for forankring av sålen med bergankere i [N400:2025, 7.3](#) og for bergbolter i såler i [N400:2025, 7.4](#). For veiledning om forankring med bruk av bergankere henvises til [kapittel 11](#).

1) Geometriske data

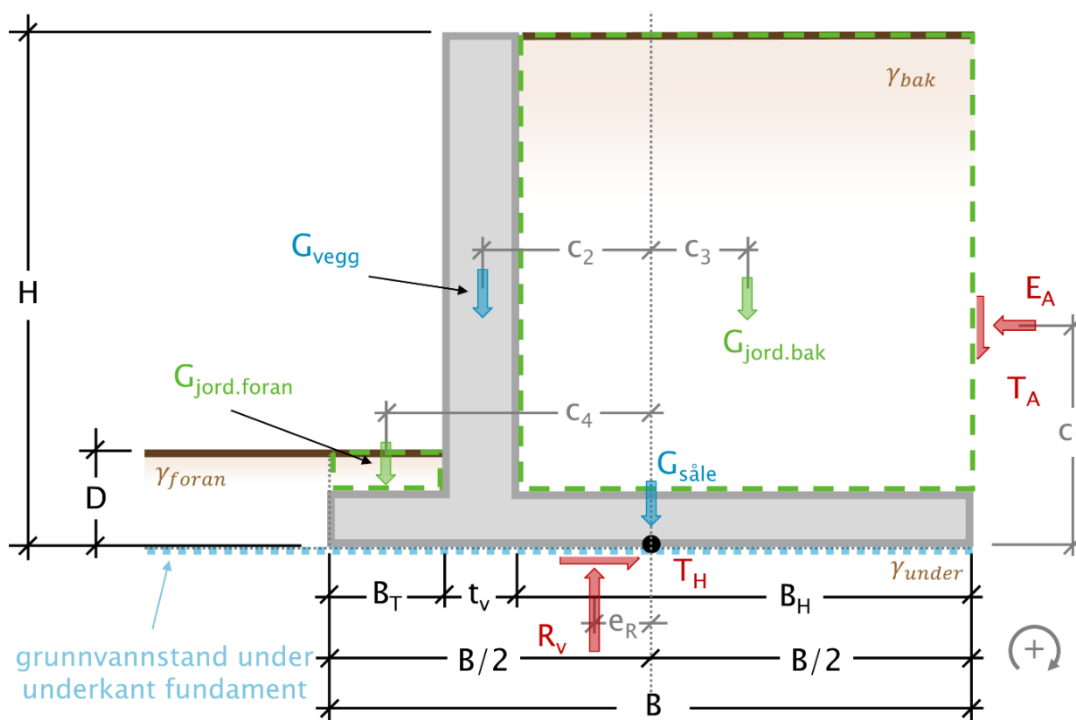
Det tas hensyn til usikkerhet i geometriske data, for nærmere beskrivelse vises det til [kapittel 1.1.8](#).

1) Seismiske laster

Støttemurer prosjekteres for seismiske laster, for nærmere beskrivelse vises det til [kapittel 16](#) i denne veiledningen.

10.2.2 Likevektsbetraktninger

Landkar og støttemurer dimensjoneres ved å sikre at statisk likevekt er tilfredsstilt.



Figur 10.2.2—1 — Grunnlag for likevektsberegninger av en enkel vinkelmur

Det er ikke vanlig å regne med passivt mottrykk fra jord foran såle da det vil være en viss fare for at jorden her vil kunne bli fjernet (grøft for rørledninger og kabler etc). Vekt av jord foran mur (fundamentets nedgravingsdybde), samt vekt av jordmasser over murtåen tas med under dimensjoneringen.

1) Vertikal likevekt, $\Sigma F_v = 0$

Ved å summere alle kjente vertikalkrefter som virker på støttemuren, kan reaksjonskraften R_v fra underlaget (jorden) mot landkar-/støttemursålen beregnes, se [figur 10.2.2—1](#).

$$R_v = G_{vegg} + G_{såle} + G_{jord.bak} + G_{jord.foran} + T_A \quad (10.2.2—1)$$

MERKNAD hvor

G_{vegg} = Vekt av vegg

$G_{jord, foran}$ = Vekt av jord over tå (på fremsiden av veggen)

$G_{såle}$ = Vekt av såle

$G_{jord, bak}$ = Vekt av jord over hel (på baksiden av veggen)

T_A = Skjærkraft fra aktivt jordtrykk

Siden passivt jordtrykk ikke benyttes ved dimensjoneringen inngår ikke passiv skjærkraft T_p i beregningene.

1) Momentlikevekt, $\Sigma M = 0$

Ved å sette opp en formel for momentlikevekt om en akse kan vertikalresultantens eksentrisitet e_R bestemmes. I [figur 10.2.2—1](#) er momentaksen satt i midtpunkt underkant såle, dette forenkler regnestykket siden momentbidrag fra skjærkrefter langs sålens underkant elimineres.

$$R_v \cdot e_R + \left[G_{jord.bak} \cdot c_3 + T_A \cdot \frac{B}{2} - G_{jord.foran} \cdot c_4 - G_{vegg} \cdot c_2 - E_A \cdot c_1 \right] = 0 \quad (10.2.2—2)$$

Eller $R_v \cdot e_R + [\sum M_i] = 0$ hvor M_i representerer de kjente kreftenes momenter. Dette gir:

$$e_R = - \frac{[\sum M_i]}{R_v} = - \frac{\left[G_{jord.bak} \cdot \frac{B - B_H}{2} + T_a \cdot \frac{B}{2} - G_{jord.foran} \cdot \frac{B - B_T}{2} - G_{vegg} \cdot \frac{B - t_v - 2B_T}{2} - E_A \cdot c_1 \right]}{R_v} \quad (10.2.2-3)$$

Formler for c_2 , c_3 og c_4 finnes i [kapittel 10.3.2](#), mens E_A og c_1 finnes i [kapittel 10.6](#).

Effektiv sålebredde B_0 kan med bakgrunn i dette regnes etter prinsipper gitt i [kapittel 7](#).

$$B_0 = B - 2 \cdot |e_R| \quad (10.2.2-4)$$

1) Horisontal likevekt

Andel av dimensjonerende skjærfasthet som er mobilisert horisontalt under fundamentet, dvs. fundamenttruheten r_b beregnes etter:

For effektivspenning ([kapittel 7.2](#)):

$$r_b = \frac{E_A/B_0}{(\bar{q}_v + a) \cdot \tan(\varphi_d)} \quad (10.2.2-5)$$

For totalspenning: ([kapittel 7.3](#)):

$$r_b = \frac{E_A/B_0}{\tau_d} \quad (10.2.2-6)$$

Krav til fundamenttruhet for støttemurer og landkar er gitt i vegnormal [N400:2025, Krav 7.2.1-4 \[9\]](#), både for total- og effektivspenningsanalyser.

1) Bæreevne

Ved dimensjonering av støttemurer skal fundamenttrykket iht. vegnormal [N400:2025, Krav 7.2.2-2 \[9\]](#) ikke overskride grunnens bæreevne, det vises til [kapittel 7](#) for detaljert beskrivelse av formler og forutsetninger ved bæreevneberegning.

Midlere fundamenttrykk estimeres som:

$$\bar{q}_v = \frac{R_v}{B_0} \quad (10.2.2-7)$$

Bæreevnekontroll på effektivspenningsbasis:

$$\bar{q}_v < f_{sq} \cdot \left(N_q \cdot D \cdot \gamma'_{foran} + \frac{1}{2} N_\gamma \cdot \gamma'_{under} \cdot B_0 \right) + \left(N_q \cdot f_{sa} - 1 \right) \cdot a \quad (10.2.2-8)$$

Bæreevnekontroll på totalspenningsbasis:

$$\bar{q}_v < N_c \cdot \tau_d + p_v \quad (10.2.2-9)$$

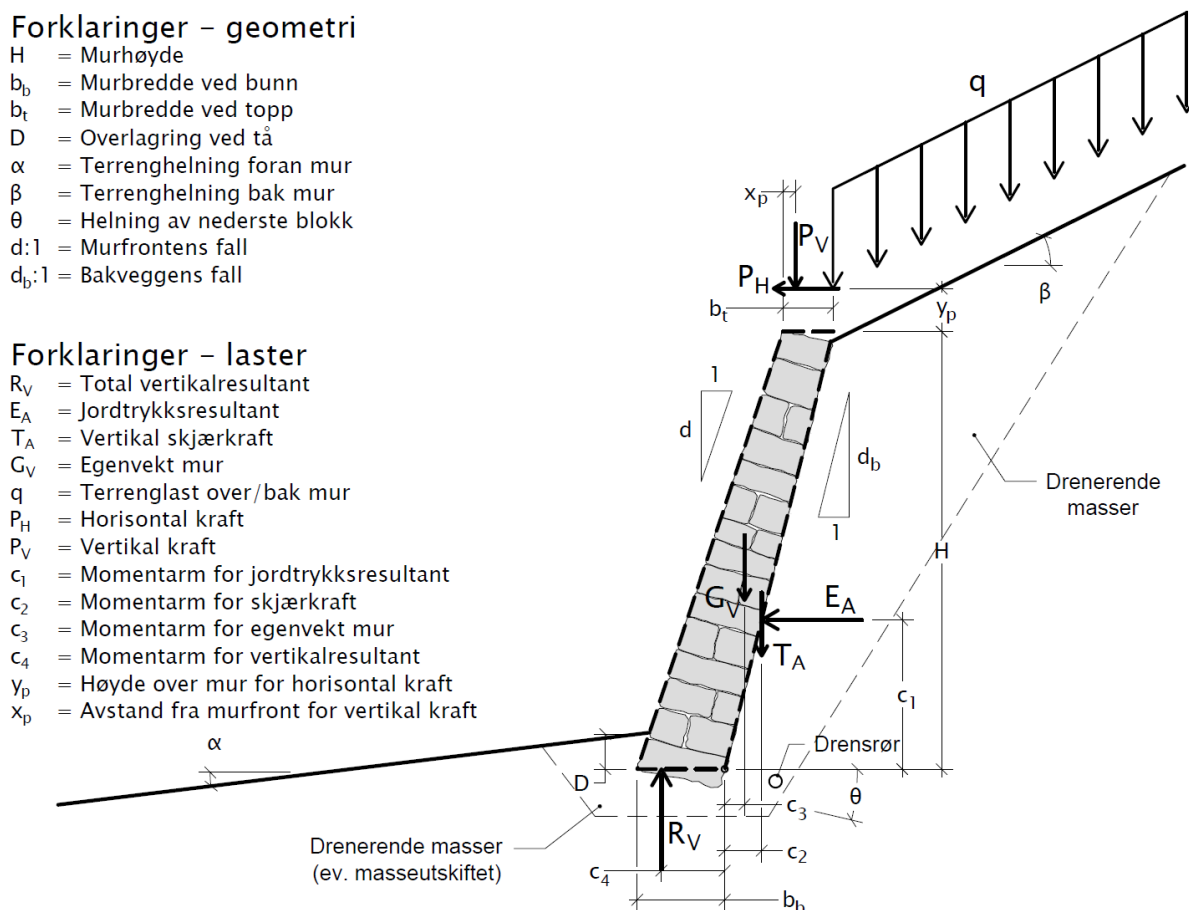
Verdier for reduksjons- og bæreevnefaktorer er gitt i [kapittel 7](#).

10.3 Tørrmurer

10.3.1 Generelt

Tørrmuring i forbindelse med vegbygging har lange tradisjoner her i landet. Fra 1980-årene har bygging av tørrmurer med maskin i økende grad blitt benyttet og i dag benyttes det i stort omfang. Eksempler på utførelse av tørrmurer er vist i samlingen av brudetalier på Statens vegvesens hjemmeside [198].

Dimensjoneringsgrunnlaget omhandles nedenfor.



Figur 10.3.1—1 — Prinsippsnitt for tørmur.

I vegnormal [N200:2024, 5.1.1.2 \[1\]](#) er det angitt tekniske spesifikasjoner for underlag og krav til masser under murer, krav til forband i lengderetningen og i tverretningen, se [figur 10.3.1–1](#). Utførelse med forband er viktig for at muren opptrer som ett legeme slik det er forutsatt i beregningsmodellen. Overlagring ved tåen anbefales å være minimum 0,5 m.

Ved vurdering av nødvendig utskifting for frostsikring, tar en utgangspunkt i nærmeste fri overflate og sikre tilstrekkelig avstand både vertikalt og horisontalt. Minimum omfang av drenerende masser er vist på [figur 10.3.1—1](#)

Alle tørrmurer dimensjoneres med hensyn til stabilitet og bæreevne for undergrunnen.

Dersom en ikke oppnår tilstrekkelig bæreevne for en tørrmur, eller der beregnet bredde på muren er mer enn 2,0 meter kan et alternativ være å prosjektere jordarmering til å oppta horisontalkrefter (jordtrykk, bremsekrefter osv.) og tørrmuren har funksjon som forblending. Dette vil redusere nødvendig tykkelse av murfront. For prosjektering av jordarmering henvises til [kapittel 17](#).

En annen mulighet ved bæreevneproblematikk kan være å støpe en betongsåle for å få tilstrekkelig sålebredde.

For valg av konsekvensklasse (CC) henvises til vegnormal [N200:2024, 1.1.2 \[1\]](#) og [kapittel 1](#).

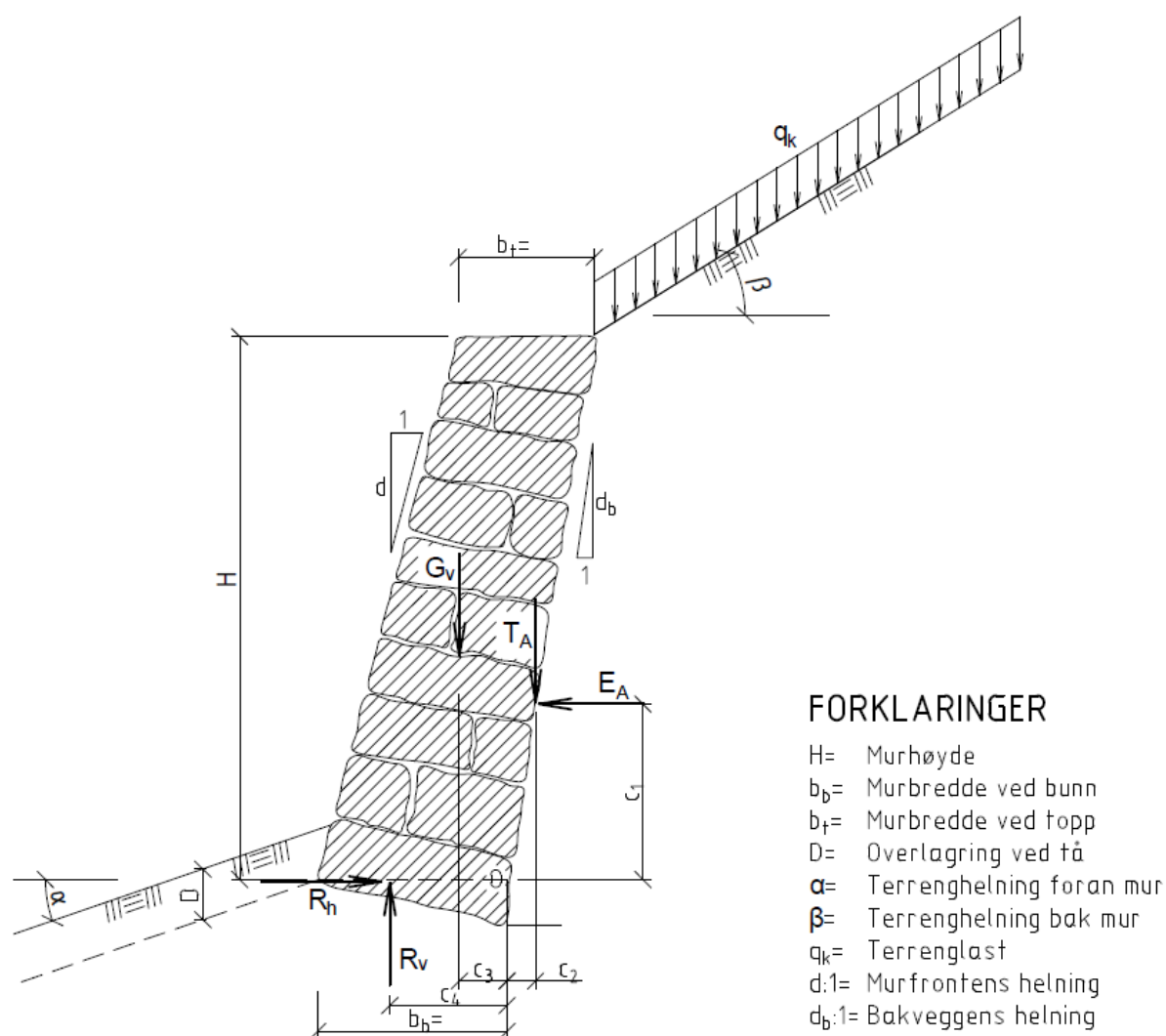
Ved bruk av bakfyllmasser av sprengstein eller knuste masser anbefales bruddmekanisme nøytralt eller seigt brudd. Ved bruk av jordarmering i bakfyllmassene anbefales å benytte bruddmekanisme seigt brudd.

10.3.2 Fremgangsmåte ved geoteknisk prosjektering

Dimensjoneringsgrunnlag er gitt i vegnormal [N200:2024 \[1\]](#) og vegnormal [N400:2025 \[9\]](#).

Beskrevet framgangsmåte nedenfor er basert på at dimensjoneringen utføres i bruddgrensetilstand og er delvis i henhold til Eggestad [\[199\]](#) og Fredriksen [\[200\]](#) med en del nyere tilpasninger. Jordtrykk mot hellende vegg beregnes etter [kapittel 6](#).

Jordtrykket kan også beregnes etter Coulombs teori, dette er for eksempel vist i kapittel 11.4 i Bowles [\[201\]](#).



Figur 10.3.2—1 — Prinsipptegning for beregning av jordtrykk, lastresultanter og bæreevne

1) Parameterbestemmelse

Geotekniske parametere for massene under fundament og bak tørrmuren samt grunnvannstand bestemmes, det vises til [kapittel 3](#).

Om man ikke har utført egne forsøk av løsmassene henvises til [kapittel 3](#) for å anslå parametere.

Vanligvis forutsettes grunnvannstand å være ved underkant fundament. I beregninger der man benytter dypere grunnvannstand anbefales det å dokumentere dette med målinger.

1) Bestemmelse av partialfaktorer

Partialfaktorer for løsmassenes skjærfasthetsparametere bestemmes i henhold til vegnormal [N200:2024 \[1\]](#) og partialfaktorer for laster, se [kapittel 10.2](#).

1) Bestemmelse av laster

Last på terreng, herunder terrenglast, trafikklaster osv. bestemmes, se [kapittel 10.2](#).

1) Partialfaktorer for jordtrykk

Partialfaktorer for jordtrykksberegninger bestemmes, se [kapittel 10.2](#).

1) Ruhet

Ruht, r_v bak muren kan velges med utgangspunkt i [tabell 10.3.2—1](#), dersom man ikke har et mer nøyaktig grunnlag.

Tabell 10.3.2—1 — Grunnlag for vurdering av ruht, r_v for tørrmurer

Ruht r_v	Anvendelse
0,0-0,5	Benyttes når massene bak muren setter seg mer enn muren. Skjærspenningen τ er nedadrettet. Ruhten vil variere avhengig av helning på fronten og fortanning i bakkant mur. Tørrmur antas ikke å rotere monolittisk om sålen slik som en vinkelmur i betong, men noe forskyvning og relativ bevegelse forventes. Anbefalt anslag er $r_v = 0,3$
0	Benyttes når det ikke er noen relativ bevegelse mellom muren og de bakenforliggende massene. Skjærspenningen $\tau = 0$.
- 0,5	Benyttes når muren synker i forhold til det bakenforliggende terrenget. Skjærspenningen τ er oppadrettet.

1) Aktiv jordtrykkskoeffisient

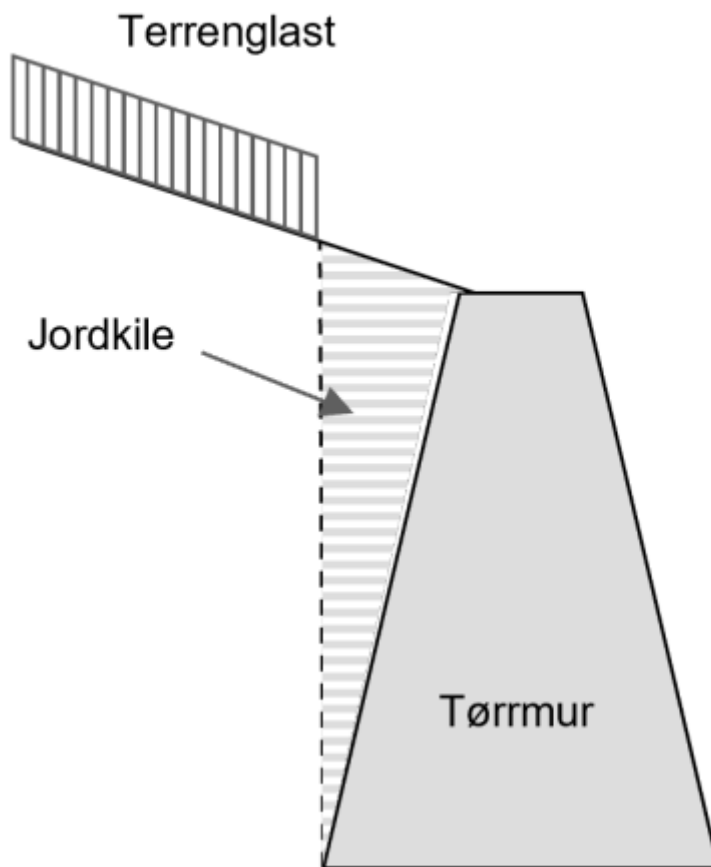
Korrigert aktiv jordtrykkskoeffisient mot hellende mur, $K_{A,korr}$, kan beregnes etter [kapittel 6.2.3](#) hvor helningen, d_b av den bakre skråningen for muren, se [figur 10.3.2—1](#) er

$$d_b = \frac{H}{\frac{H}{d} + b_t - b_b} \quad (10.3.2—1)$$

Vinkelen δ som benyttes i formelen for K_δ finnes av uttrykket $\tan(90-\delta)=d_b$.

Disse beregningsprinsippene gjelder bare dersom $d_b \geq 0$. Negative verdier for d_b gir feil i beregningsgangen.

For murer hvor $d_b < 0$ kan følgende forenkling benyttes som skissert i [figur 10.3.2—2](#). Her regnes jordkilen mellom en vertikal linje i bakkant av murens fot og muren som en del av murkonstruksjonen og jordtrykk regnes å virke mot den vertikale linjen. Ellers benyttes samme fremgangsmåten som beskrevet ovenfor ved dimensjoneringen.



Figur 10.3.2—2 — Prinsipp for forenklet beregningsmetode når murens bakkant heller som vist, $d_b < 0$.

Alternativt kan den aktive jordtryksskoeffisienten beregnes direkte ved hjelp av Coulombs jordtryksteori, der både terrenghelningen bak tørrmuren, tørrmurens helning mot jorda, samt ruheten inngår som direkte parametre. Ved bruk av Coulombs formel er det ingen begrensninger for helningsvinklene for terreng eller murens helning mot jorda, det henvises til Bowles (1986) [201].

1) Murbredde

Murbredden anbefales å være konstant eller øke fra topp til bunn.

1) Vertikalresultantens eksentrisitet

Ved å benytte momentlikevekt om bakkant av nederste teoretiske blokk, se [figur 10.3.1—1](#) og [figur 10.3.2—1](#), kan vertikalresultantens eksentrisitet beregnes som $e = c_4 - \frac{b_b}{2}$ hvor

$$c_4 = \frac{E_A \cdot c_1 - T \cdot c_2 - G_V \cdot c_3 - P_V \cdot (x_p + H/d - b_b) + P_H \cdot (H + y_p)}{R_V} \quad (10.3.2—2)$$

$$c_2 = \frac{c_1}{d_b} \quad (10.3.2—3)$$

$$G_V = \frac{(b_b + b_t) \cdot H}{2} \cdot \gamma_{vegg} \quad (10.3.2—4)$$

$$c_3 = \frac{H \cdot \gamma_{vegg}}{6 \cdot G_V} \cdot \left[(b_b - b_t) \cdot \left(b_b - b_t - \frac{H}{d_b} \right) + 6 \cdot b_t \left(b_b - \frac{b_t}{2} - \frac{H}{2d} \right) \right] \quad (10.3.2—5)$$

$$R_V = G_V + T + P_V \quad (10.3.2-6)$$

1) Effektiv bredde

Ved å benytte effektiv bredde b_0 av muren anbefales det å benytte 90% av bunnblokkens bredde minus 2 ganger lastresultantens eksentrisitet e med fortegn hvor:

$$b_0 = 0,9 \cdot b_b - 2 \cdot (\pm e) \quad (10.3.2-7)$$

[Formel \(10.3.2-7\)](#) innebærer at når lastresultanten ligger noe innenfor senter av nedre blokk (negativ eksentrisitet), vil effektiv fundamentbredde b_0 bli større enn b_b . Det anbefales imidlertid ikke å bruke en b_0 som er større enn total bredde av bunnblokken(e). Ved negativ eksentrisitet indikerer dette at muren har en tendens til å lene seg mot bakfyllmassene. Valgt vertikal ruhet vurderes da på ny og beregningene gjentas eventuelt med en lavere verdi for r_v .

Ved positiv eksentrisitet betyr det at effektiv fundamentbredde vil bli mindre enn $0,9 \cdot b_b$ og muren vil ha en tendens til å bevege seg bort fra bakfyllmassene. I tilfeller hvor det likevel oppnås tilstrekkelig bæreevne med beregnet b_0 anbefales det at eksentrisiteten begrenses slik at $b_{0_min} \geq \frac{b_b}{3}$.

1) Bæreevne

Bæreevneberegning utføres for bruddgrensetilstanden, det vises til [kapittel 7](#). Det kontrolleres at fundamentruheten, r_b er i henhold til vegnormal [N400:2025, Krav 7.2.1-4 \[9\]](#).

Hvis kravet til bæreevne $\sigma_v \geq q_v$ ikke oppnås med beregnet b_0 så justeres bunnbredden av muren og ny beregning foretas.

1) Skrånende terreng

Ved skrånende terreng foran muren medtas reduksjonsfaktorene fra [kapittel 7, figur 7.2.2-2](#) i beregningen av bæreevnen. I tillegg gjøres det en vurdering av om bæreevneøkningen på grunn av murens fotdybde kan medtas eller ikke. Her vurderes total effekt av de lokale forhold, dvs. geometri, bruddfigur, grunnvannstand etc. og en gjennomsnittsverdi velges, se [figur 10.3.2-1](#).

1) Glidning

Glidning mellom steinblokker kontrolleres, dette gjøres tilsvarende kontroll av fundamentruhet for nederste blokk.

1) Rekkverk

Rekkverk utføres i henhold til vegnormal N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr [\[202\]](#) og veiledning V161 Brurekkverk [\[203\]](#).

10.4 Landkar

10.4.1 Generelt

Landkar har ofte prinsipielt samme konstruktive utforming som støttemurer. Det som i hovedsak skiller dem, er at i tillegg til jordtrykk fra jord og trafikklaster på terreng, får landkarene påført vertikale og horisontale laster fra bruoverbygningen. Dette vil som regel ha avgjørende betydning for landkarets dimensjoner.

Vingemurene som støtter vegfyllingen inn mot landkaret, kan enten være en konstruktiv del av landkaret eller en konstruktiv del av bruoverbygningen, se vegnormal [N400:2025 \[9\]](#). Fugefrie bruer karakteriseres ved at bruoverbygningen avsluttes direkte mot vegfyllingen og belegningen føres kontinuerlig over bruenden. Endeskjørt/tverrbærer og eventuelle vingemurer er monolittisk forbundet med overbygningen, løsningen er nærmere beskrevet i vegnormal [N400:2025, Krav 3.3.1-1 \[9\]](#).

Landkar kan være utformet på forskjellige måter og etter forskjellige prinsipper. De ulike typene er vist i veiledning V440 Brueregistrering [204].

Det enkelte landkar utformes med hensyn til den aktuelle brutypen og de geotekniske forholdene og prosjekteres i henhold til vegnormal N400:2025 [9].

10.4.2 Fremgangsmåte ved geoteknisk prosjektering

Fremgangsmåten er som for støttemurer, se kapittel 10.2. Ved beregning av jordtrykk antas det å være tilnærmet hviletrykk K_0 mot landkar, se kapittel 6 og kapittel 9.

Partialfaktor for løsmassenes skjærfasthet og mobiliseringsgrad.

Bruddgrensetilstand:

Ved bestemmelse av γ_M velges konsekvensklasse i henhold til Eurokode 0 [2], tabell NA.A1(901). I tabellen (veiledende) anbefales CC3 for veg- og jernbanebruer.

Bruks grensetilstand:

Mobiliseringsgrad f for jordtrykksberegning, se tabell 10.2.1—2, bestemmes for stiv konstruksjon.

Last- og miljøvariabler.

Dimensjonering av landkar krever at mange ulike lastkombinasjoner kontrolleres. Ved varierende ytre vannstand utføres beregninger både for høyeste og laveste vannstand for flere av lastkombinasjonene. For nærmere detaljer omkring ytre laster og kombinasjoner av disse henvises til vegnormal N400:2025, Punkt 5 [9].

Tredimensjonale effekter.

For bru i kurve og for lange bruer utsatt for vindkrefter kan det i noen lastkombinasjoner opptre betydelige laster i retning langs landkarveggen. Vertikallast fra bru og trafikk kan også stå eksentrisk plassert på landkaret. Dette medfører at lastresultantens eksentrisitet vurderes i begge retninger og effektiv lengde på sålen (L_0) beregnes på tilsvarende måte som effektiv bredde og ruhetstallet for fundamentfugen beregnes for den resulterende horisontalkraften.

10.4.3 Forbelastning for landkar

På steder hvor man forventer setninger, vil det likevel i mange tilfeller kunne brukes direkte fundamentert landkar i kombinasjon med en forbelastning, i stedet for dyrere løsninger med f.eks. peler.

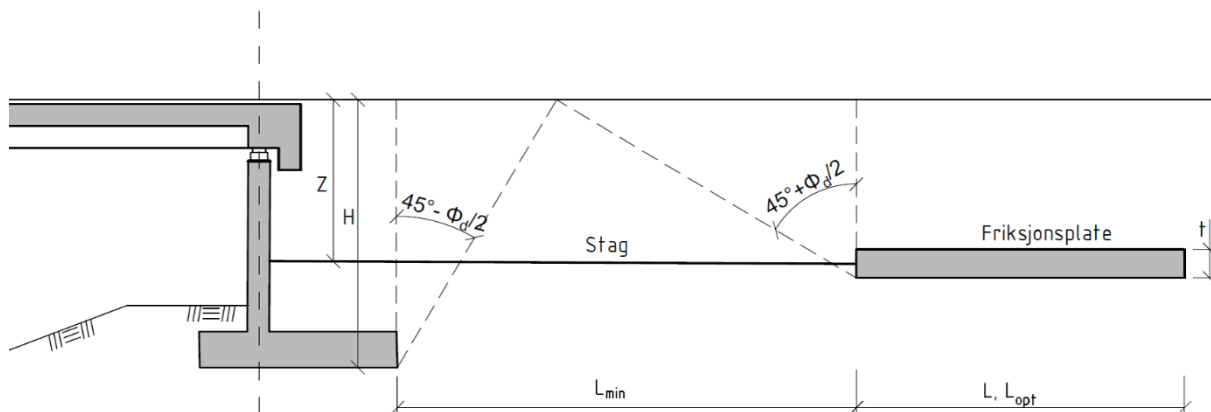
Ved først å forbelaste med overlaster (tilsvarende last fra landkar), følge opp setningsutviklingen for deretter å fjerne forbelastningen etter at de forventede setningene er oppnådd, kan en unngå mer omfattende og dyrere fundamentering. Metoden krever at det i forbindelse med prosjekteringen gis restriksjoner på nødvendig liggetid på forbelastningen, se vegnormal N200:2024, 1.11.2 [1], samt at stabilitetsforholdene tillater oppfylling med tilstrekkelig overhøyde.

For en nærmere beskrivelse av metoden henvises det til veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [47].

10.5 Landkar med friksjonsplate

Horisontallaster på landkar kan tas opp med friksjonsplate, se figur 10.5—1. Friksjonsplate kan brukes på pelefundamentert landkar eller direkte fundamentert landkar.

I figur 7.4—1 i kapittel 7 er det vist bruk av friksjonsplate for landkar på steinfylling.



Figur 10.5—1 — Landkar med friksjonsplate (prinsippskisse).

Friksjonsplaten plasstøpes eller prefabrikeres i betong og forankres til landkaret med stag. Dette kan være økonomisk ved at fundamentdimensjonene kan reduseres betraktelig ved store horisontallaster.

For friksjonsplater som ligger med liten dybde kontrolleres det at platen ligger tilstrekkelig langt bak landkaret, slik at den aktive jordtrykksonen bak landkaret ikke overlapper den passive jordtrykksonen foran friksjonsplaten.

Nødvendig avstand fra bakkant av landkaret til friksjonsplaten, se [figur 10.5—1](#), finnes fra følgende uttrykk:

$$L_{min} = H \cdot \tan\left(45^\circ - \frac{\varphi_d}{2}\right) + \left(Z + \frac{t}{2}\right) \cdot \tan\left(45^\circ + \frac{\varphi_d}{2}\right) \quad (10.5—1)$$

MERKNAD hvor

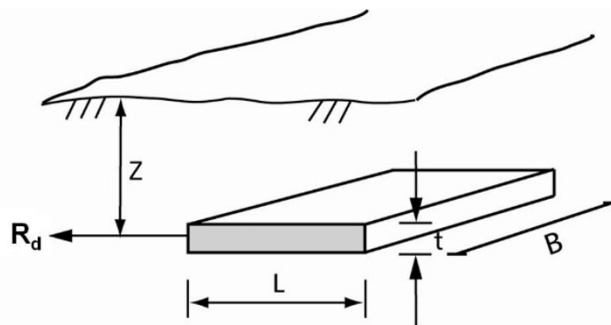
H = landkarets høyde

$$\tan\varphi_d = \frac{\tan\varphi}{\gamma_M} \quad (10.5—2)$$

Dersom friksjonsplaten ligger nærmere eller bygges som kontinuerlig plate bakover fra landkaret, regnes det kun med friksjon langs undersiden av platen. Det regnes ikke med bidrag fra den del av platen som eventuelt ligger innenfor den aktive jordtrykksonen.

Kapasitetsberegning for friksjonsplaten kan i prinsippet for $L \geq L_{opt}$ gjøres ved å benytte en bruddmodell der jorda over platen følger med platen og det regnes kun friksjon under platen samt mobilisert passivt jordtrykk i et vertikalsnitt i forkant av platen med fradrag av aktivt trykk i bakkant.

Bruddmodellen for $L \geq L_{opt}$ kontrolleres mot en bruddmodell med uttrekk, $L < L_{opt}$, dvs. friksjon over og under platen og jordtrykk bare mot endeflaten av platen. Den laveste kapasiteten av de to er dimensjonerende. Beregningsmodellen nedenfor ivaretar disse hensyn.



Figur 10.5—2 — Prinsippskisse for horisontal forankringsplate.

For like jordmasser over og under platen kan kapasiteten R_d på en friksjonsplate beregnes av følgende formel:

$$R_d = (N_f \cdot L + N_E \cdot t)(p_v' + a) \cdot B \quad (10.5—3)$$

der:

$$N_f = (r_o + r_u) \tan \varphi_d \quad \text{når} \quad L < L_{opt} \quad (10.5—4)$$

$$N_f = (K_p - K_A) \frac{z}{2L} + r_u \cdot \tan \varphi_d \quad \text{når} \quad L \geq L_{opt} \quad (10.5—5)$$

MERKNAD hvor

r_o = ruhet over friksjonsplata

r_u = ruhet under friksjonsplata

$$L_{opt} = \frac{K_p - K_A}{2r_o \cdot \tan \varphi_d} \cdot z \quad (10.5—6)$$

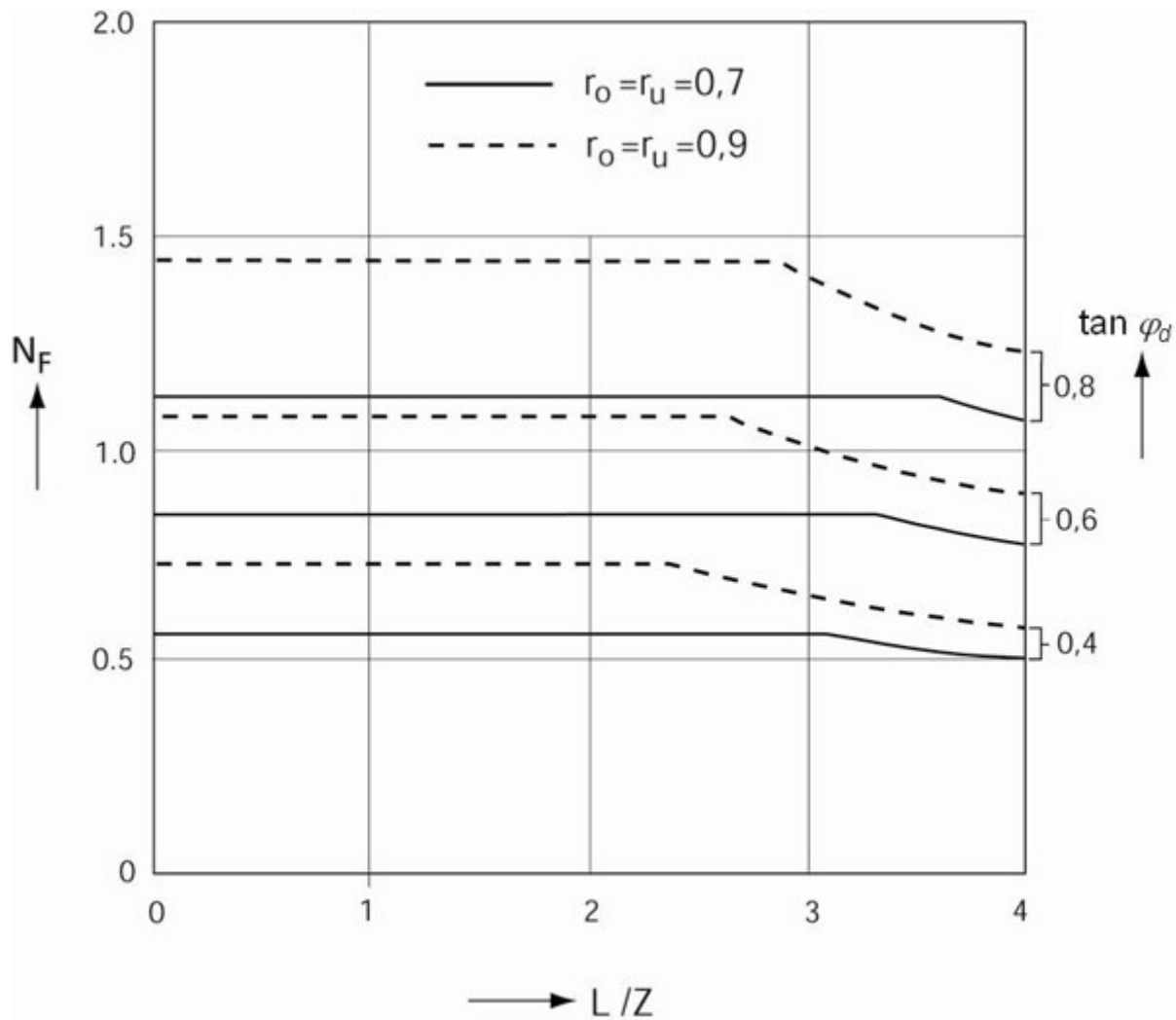
K_p og K_A for $r=0$ fra [figur 6.2.1—1](#)

$$p_v' = \gamma \cdot z \quad (10.5—7)$$

Ruheten settes i området $r_o = 0,7 - 0,9$, $r_u = 0,7-1,0$. For plasstøpt plate kan $r_u=1,0$ brukes.

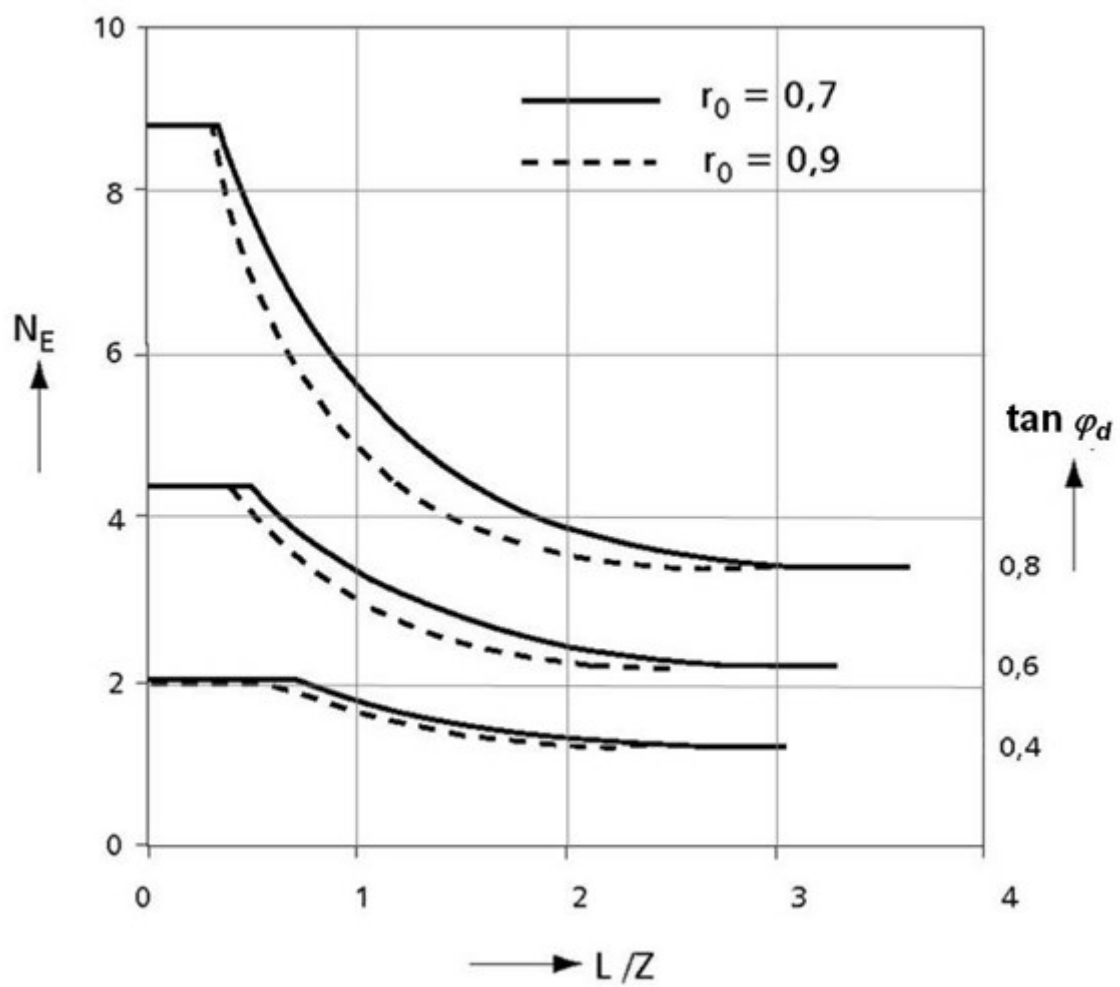
Friksjonsfaktoren, N_f kan finnes fra [figur 10.5—3](#). Det foreligger også et formelverk for beregning av endemotstandsfaktoren, N_E , Døssland [158], eller verdier for N_E finnes i diagram [figur 10.5—4](#). Merk $N_E = 0$ for $L \geq L_{opt}$.

Ved forspente forankringer av denne typen vil krypeffekter i jorda gi reduksjon i forspenningskraft de første månedene. Ankrene anbefales å prøveoppspennes til 130 - 160 % av tilsiktet kraft.

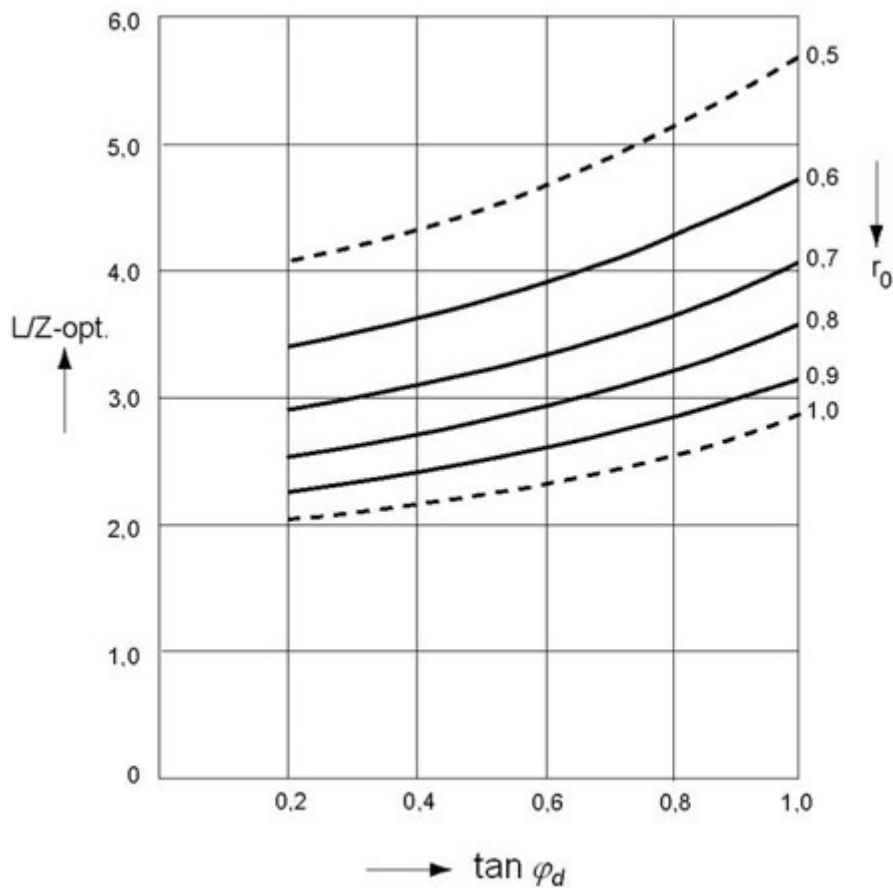


Figur 10.5—3 — Friksjonsfaktor N_F for friksjonsplate (Døssland [158] videreutviklet for V220).

Endemotstandsfaktoren, N_E finnes fra [figur 10.5—4](#).



Figur 10.5—4 — Endemotstandsfaktoren N_E for friksjonsplate (Døssland [\[158\]](#)).



Figur 10.5—5 — Optimal platelengde (Døssland [158]).

For å komme frem til egnet størrelse på forankringsplaten kan formelen for R_d for $L \geq L_{opt}$ løses med hensyn på L . Beregnet L med valgte verdier for B og z sammenlignes med L_{opt} og forankringskapasiteten kontrolleres med formelverket for R_d . [Figur 10.5—5](#) kan benyttes for å komme frem til optimal platelengde.

$$L = \frac{1}{r_u \cdot \tan \varphi_d} \cdot \left[\frac{R_d}{(p'_v + a) \cdot B} - \frac{(K_p - K_A \cdot z)}{2} \right] \quad (10.5—8)$$

Merk! K_p og K_A tas ut fra [figur 6.2.1—1](#) for $r = 0$.

Ved å benytte [formel \(10.5—9\)](#) i [formel \(10.5—8\)](#) kan [formel \(10.5—8\)](#) omskrives til [formel \(10.5—10\)](#).

$$L_{ensidig} = \frac{R_d}{r_u \cdot \tan \varphi_d \cdot (p'_v + a) \cdot B} \quad (10.5—9)$$

$$L = L_{ensidig} - L_{opt} \quad (10.5—10)$$

Det betyr at for $L \geq L_{opt}$ så velges B og z slik at $L_{ensidig} \geq 2 \cdot L_{opt}$.

10.6 Lukkede formler for beregning av jordtrykk

I dette kapittelet presenteres lukkede formler for beregning av aktiv jordtrykksresultant, momentarm samt eventuell teoretisk nullspenningsdybde.

Formlene avviker fra tidligere versjoner av veiledning V220. Dette på grunn av oppdatert definisjon av terreng og trafikkaster, introduksjon av attraksjonsledd for beregninger i skrått terreng bak mur, samt at kutt av teoretiske strekkspenninger blir tatt hensyn til på en annen måte enn tidligere.

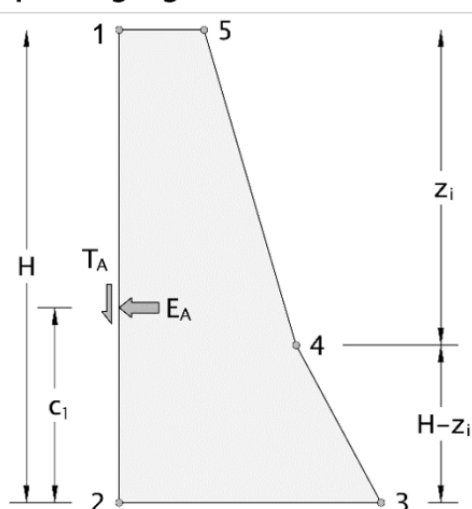
Totalt presenteres det fire forskjellige tilfeller for jordtrykksresultant og momentarm. Dette er for konstruksjoner høyere og lavere enn 5 m, og for tilfeller med og uten teoretiske strekkspenninger ved terreng.

Formlene forutsetter at vannstanden ligger i eller lavere enn underkant fundament.

Tilfelle 1 (H>5 meter, uten teoretisk strekk)

Høy konstruksjon ($H > z_i$), uten strekk ved terreng ($K_{A,korr}(q_k + q_{Qk} + a) + a\left(\frac{s}{s - \omega_a} - 1\right) > 0$)

Spenningsfigur



Punkt

P	X	Y
1	0	H
2	0	0
3	$K_{A,korr}(\gamma H + \gamma_Q q_k + a) + a\left(\frac{s}{s - \omega_a} - 1\right)$	0
4	$K_{A,korr}(\gamma z_i + \gamma_Q q_k + a) + a\left(\frac{s}{s - \omega_a} - 1\right)$	H - z_i
5	$K_{A,korr}(\gamma_Q (q_k + q_{Qk}) + a) + a\left(\frac{s}{s - \omega_a} - 1\right)$	H

Jordtrykksresultanter og momentarm

$$E_A = H \cdot K_{A,korr} \left(\frac{2(a + \gamma_Q q_k) + \gamma H}{2} \right) - H \cdot a \left(1 + \frac{s}{\omega_a - s} \right) + \frac{K_{A,korr} \gamma_Q q_{Qk} z_i}{2} \quad (10.6-1)$$

$$c_1 = \frac{1}{6E_A} \left[3H^2 \left(K_{A,korr} \left(\gamma_Q q_k + \frac{\gamma_Q q_{Qk} z_i}{H} + \frac{\gamma H}{3} + a \right) - a \left(1 + \frac{s}{(\omega_a - s)} \right) \right) - K_{A,korr} \gamma_Q q_{Qk} z_i^2 \right] \quad (10.6-2)$$

$$T_A = r_v \cdot \tan(\varphi_d) \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H \quad (10.6-3)$$

Tilfelle 2 (H>5 meter, med teoretisk strekk)

Høy konstruksjon ($H > z_i$), med strekk ved terreng ($K_{A,korr}(q_k + q_{Qk} + a) + a\left(\frac{s}{s - \omega_a} - 1\right) < 0$)

P	X	Y
1	0	$H - z_0$
2	0	0
3	$K_{A,corr}(\gamma H + \gamma_Q q_k + a) + a \left(\frac{s}{s - \omega_a} - 1 \right)$	0
4	$K_{A,corr}(\gamma z_i + \gamma_Q q_k + a) + a \left(\frac{s}{s - \omega_a} - 1 \right)$	$H - z_i$

$$z_0 = \frac{a\left(\frac{s}{\omega_a - s} + 1\right) - K_{A, \text{corr}}(a + \gamma_Q(q_{Qk} + q_k))}{K_{A, \text{corr}}\left(\gamma - \frac{\gamma_Q q_{Qk}}{z_i}\right)} \quad (10.6-4)$$

$$E_A = \frac{1}{2} \left[\left(K_{A, \text{korrr}}(a + \gamma_Q q_k + \gamma H) - a \left(\frac{s}{\omega_a - s} + 1 \right) \right) \cdot (H - z_i) - \left(a \left(\frac{s}{\omega_a - s} + 1 \right) - K_{A, \text{korrr}}(a + \gamma_Q q_k + \gamma z_i) \right) \cdot (H - z_0) \right] \quad (10.6-5)$$

$$c_1 = \frac{1}{6E_a} \left[\left(K_{A, \text{korrr}}(a + \gamma_Q q_k + \gamma H) - a \left(\frac{s}{\omega_a - s} + 1 \right) \right) \cdot (H - z_i)^2 + \left(a \left(\frac{s}{\omega_a - s} + 1 \right) - K_{A, \text{korrr}}(a + \gamma_Q q_k + \gamma z_i) \right) \cdot (H - z_o) \cdot (z_0 - 2H + z_i) \right] \quad (10.6-6)$$

$$T_A = r_v \cdot \tan(\phi_d) \cdot \left(\frac{E_A}{H - z_0} + a \right) \cdot (H - z_0) \quad (10.6-7)$$

Lav konstruksjon ($H < z_i$), uten strekk ved terreng ($K_{a, \text{korrr}}(q_k + q_{Qk} + a) + a \left(\frac{s}{s - \omega_a} - 1 \right) > 0$)

P	X	Y
1	0	H
2	0	0
3	$K_{A,korr} \left(\gamma H + \gamma_Q \left(q_k + q_{Qk} \left(1 - \frac{H}{z_i} \right) \right) + a \right) + a \left(\frac{s}{s - \omega_a} - 1 \right)$	0
4	$K_{A,korr} (\gamma_Q (q_k + q_{Qk}) + a) + a \left(\frac{s}{s - \omega_a} - 1 \right)$	H

Side 275

$$E_a = \frac{1}{2} \left[H \left(K_{A, \text{korrr}}(a + \gamma_Q(q_{Qk} + q_k)) - a \left(\frac{s}{\omega_a - s} + 1 \right) \right) + H \cdot \right. \\ \left. \left(K_{A, \text{korrr}} \left(a + \gamma_Q \left(q_k - q_{Qk} \left(\frac{H}{z_i} - 1 \right) \right) + \gamma H \right) - a \left(\frac{s}{\omega_a - s} + 1 \right) \right) \right] \quad (10.6-8)$$

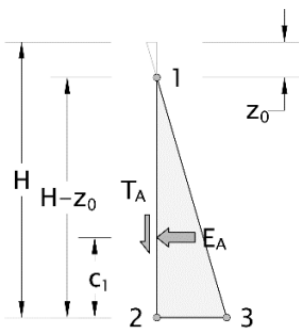
$$c_1 = \frac{1}{6E_A} \left[2H^2 \left(K_{A, \text{korrr}}(a + \gamma_Q(q_{Qk} + q_k)) - a \left(\frac{s}{\omega_a - s} + 1 \right) \right) + H^2 \cdot \right. \\ \left. \left(K_{A, \text{korrr}} \left(a + \gamma_Q \left(q_k - q_{Qk} \left(\frac{H}{z_i} - 1 \right) \right) + \gamma H \right) - a \left(\frac{s}{\omega_a - s} + 1 \right) \right) \right] \quad (10.6-9)$$

$$T_A = r_v \cdot \tan(\phi_d) \cdot \left(\frac{E_A}{H} + a \right) \cdot H \quad (10.6-10)$$

Tilfelle 4 ($H < 5$ meter, med teoretisk strekk)

Lav konstruksjon ($H < z_i$), med strekk ved terreng ($K_{A, \text{korrr}}(q_k + q_{Qk} + a) + a \left(\frac{s}{s - \omega_a} - 1 \right) < 0$)

Spenningsfigur



Punkt

P	X	Y
1	0	$H - z_0$
2	0	0
3	$K_{A,korr} \left(\gamma H + \gamma_Q \left(q_k + q_{Qk} \left(1 - \frac{H}{z_i} \right) \right) + a \right) + a \left(\frac{s}{s - \omega_a} - 1 \right)$	0

Nullspenningsdybde, jordtrykksresultanter og momentarm

$$z_0 = \frac{a\left(\frac{s}{\omega_a - s} + 1\right) - K_{A, \text{corr}}(a + \gamma_Q(q_{Qk} + q_k))}{K_{A, \text{corr}}\left(\gamma - \frac{\gamma_Q q_{Qk}}{z_i}\right)} \quad (10.6-11)$$

$$E_A = \frac{1}{2} \left[(H - z_0) \cdot \left(K_{A, \text{corr}} \left(a + \gamma_Q \left(q_k - q_{Qk} \left(\frac{H}{z_i} - 1 \right) \right) \right) + \gamma \cdot H \right) - a \left(\frac{s}{\omega_a - s} + 1 \right) \right] \quad (10.6-12)$$

$$c_1 = \frac{(H - z_0)}{3} \quad (10.6-13)$$

$$T_A = r_v \cdot \tan(\phi_d) \cdot \left(\frac{E_A}{H - z_0} + a \right) \cdot (H - z_0) \quad (10.6-14)$$

10.7 Symbolliste

Tabell 10.7—1

Symbol	Forklaring
a	attraksjon
α	helning av terreng ved fot
b	murbredde
b_t	murbredde øverst
b_b	murbredde ved bunn
B	fundamentbredde bredde friksjonsplate
B_H	hæl-delen av sålebredde
B_T	tå-delen av sålebredde
B_0	effektiv fundamentbredde
β	helning av terreng bak mur
$c \ c_1 \ c_2 \ c_3 \ c_4$	momentarm ved momentlikevekt
d	dybde
d	murhelning front mur
d_b	murhelning i bakkant mur
D	overfyllingshøyde ved fundamenttå
D_{GV}	dybde fra terreng til grunnvannsnivå
δ	helningsvinkel
e	momentarm eksentrisitet
e_R	vertikalresultantens eksentrisitet
E_A	horisontal lastvirkning fra aktivt jordtrykk
f	mobiliseringsgrad
f_{sa}	reduksjonsfaktor
f_{sq}	reduksjonsfaktor
φ	friksjonsvinkel
φ_d	dimensjonerende friksjonsvinkel
G_V	egenvekt mur
G_v	vekt av tørrmur
$G_{jord.bak}$	vekt av jord over hel
$G_{jord.foran}$	vekt av jord over tå
$G_{såle}$	vekt av såle
G_{vegg}	vekt av vegg
γ	tyngdetetthet
γ'_{foran}	tyngdetetthet foran såle
γ'_{under}	tyngdetetthet under såle
γ_{fuktig}	tyngdetetthet over grunnvannstand
γ_G	partialfaktor for egenlast

Tabell 10.7—1 (fortsettelse)

Symbol	Forklaring
Y_Q	partialfaktor for variabel last
$Y_{v\delta t}$	tyngdetetthet under grunnvannstand
Y_M	partialfaktor for materialfasthet (løsmassenes skjærfasthet)
H	høyde
K_0	hviletrykkskoeffisient
K_A	jordtrykkskoeffisient - aktivt jordtrykk for flatt terreng
K_P	jordtrykkskoeffisient - passivt jordtrykk for flatt terreng
$K_{\beta A}$	jordtrykkskoeffisient - aktivt jordtrykk for hellende terreng
$K_{A, \text{korr}}$	jordtrykkskoeffisient - aktivt jordtrykk for hellende terreng
K_δ	reduksjonsfaktor for hellende terreng
$K_{\beta A}$	jordtrykkskoeffisient - aktivt jordtrykk for hellende terreng
L_{MIN}	minimum lengde til friksjonsplate
L_{opt}	optimal platelengde
N_c	bæreevnefaktor
N_v	bæreevnefaktor
N_q	bæreevnefaktor
N_E	endemotstandsfaktor friksjonsplate
N_F	friksjonsfaktor friksjonsplate
ω_a	hjelpefaktor Prandtl-sone
P_v	last på topp mur
p_A	aktivt jordtrykk
p_v	vertikalspenning i jord
$p'_{v1}, p'_{v2}, p'_{v3}, p'_{v4}$	effektive vertikalspenninger i jord bak støttemurer/landkar i ulike nivåer i dybden
q	Terrenglast over/bak mur
q_k	jevnt fordelt trafikk-/terrenglast
q_{Qk}	boggiekvivalent last
$q_v / \bar{q}_v$	vertikalt såletrykk / midlere vertikalt såletrykk
R_d	kapasitet for friksjonsplate
R_v	vertikal reaksjonskraft
r	ruhet
r_o / r_u	ruhet friksjonsplate overside / underside
r_b	fundamentruhet
r_v	ruhet bak mur
s	grad av mobilisering for skråningsshelning
σ_v	vertikal bæreevne
T	tykkelse
T_A	skjærkraft fra aktivt jordtrykk
T_H	horisontal reaksjonskraft
t	tykkelse av friksjonsplate

Tabell 10.7—1 (fortsettelse)

Symbol	Forklaring
t	tykkelse av såle
t_w/t_w	tykkelse av vegg/vingemur
τ_d	skjærspenning
τ	skjærspenning
X_p	avstand fra murfront for vertikal kraft
Y_p	høyde over mur for horisontal kraft
Z	dybde
z_i	dybde ned til 5 meter for konstruksjoner høyere enn 5 meter
z_0	dybde ned til nullspenning
θ	helning nederste blokk

11 Støttevegger

11.1 Innledning

Dette kapittelet omhandler dimensjoneringsprinsipper for spunt og støttevegger for dype utgravinger. Støttevegger med fot i løsmasser og med fot på berg eller festet/innspent i berg behandles.

Støttevegger består av åpne vegger (f.eks. rørvegg og bjelkestengsel), og spuntvegger som tradisjonelt sett er en tett vegg i stål, betong eller tre. I de fleste sammenhenger vil støttevegg kunne benyttes som samlebetegnelse.

Følgende ulike typer støttevegger er kort omhandlet i kapittelet:

- rammet stålpunt
- boret rørsput
- rørvegg
- bjelkestengsel
- pilarvegg (sekantvegg)
- jetpelevegg
- slissevegg
- jordnagling

Kapittelet fokuserer mye på stabilitet rundt konstruksjonen, og hvordan statiske krefter som påføres konstruksjonen beregnes.

For tradisjonell støttevegg av stålpunt gis det en del anbefalinger om hvordan denne, med eventuell forankring, dimensjoneres. De samme dimensjoneringsprinsipper vil i stor grad være overførbare til alle typer støttevegger av stål.

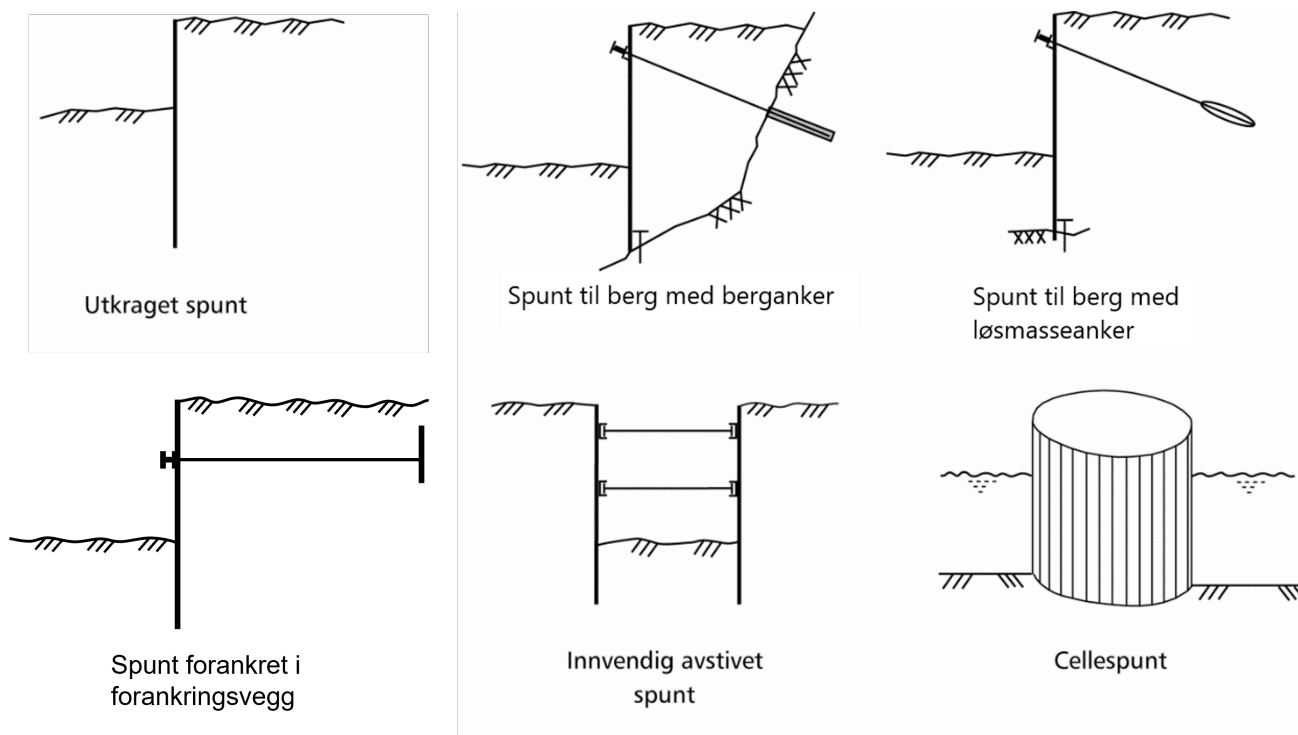
Presenterte metoder for statiske beregninger av jordtrykk og kraftopptak i veggkonstruksjonen gjelder også for alle andre veggtyper. Men for selve dimensjoneringen av betong og armering for å kunne ta opp beregnede krefter i konstruksjonen henvises det til standarder og veiledninger for betongkonstruksjoner. Tilsvarende gjelder for trekonstruksjoner. Dersom en støttevegg vurderes som permanent konstruksjon er det viktig at konseptet inkluderer tiltak som sikrer og ivaretar ev. problem med vannlekkasjer, frost og bestandighet på en tilfredsstillende måte. Angående konstruksjonskrav generelt henvises det til vegnormal [N400:2025](#) [9]. Det kan påkreves teknisk kontroll av konseptet før detaljprosjektering igangsettes.

Valg av type støttevegg avhenger av blant annet:

- grunnforhold
- naboforhold, krav til deformasjoner, vanntetthet etc.
- konstruksjonens brukstid og funksjonskrav
- miljømessige forhold som støy og vibrasjoner ved installering
- entreprenørmessige forhold, framdrift etc.
- kostnader

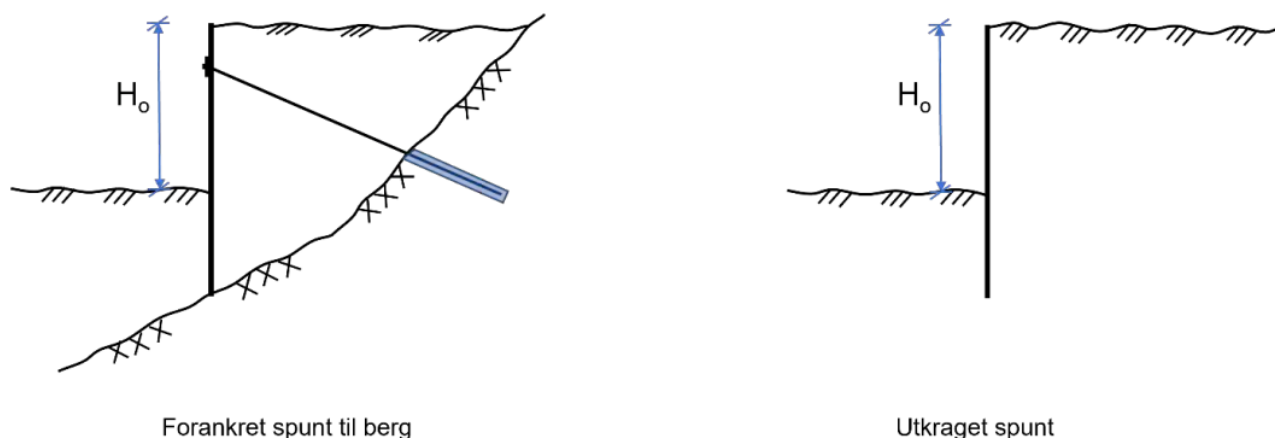
Angående naboforhold, deformasjoner, vanntetthet etc. henvises det til Byggegruperveiledningen [33] og BegrensSkade [205].

Nedenfor blir de mest vanlig brukte avstivningssystemer kort beskrevet, og noen av deres fordeler og ulemper nevnt. Noen ulike anvendelser av avstivingsvegger er vist på [figur 11.1—1](#).



Figur 11.1—1 — Ulike anvendelser av støttevegger (eksemplifisert med stålpunt)

For permanente støttevegger (definert som annen bærende konstruksjon iht. vegnormal [N400:2025, 1](#)) er det nødvendig å definere høyden på konstruksjonen i forbindelse med kontroll og godkjenning etter vegnormal [N400:2025, Punkt 2](#) [9]. I slike tilfeller kan konstruksjonshøyden defineres som oppstøttingshøyden, H_o . Oppstøttingshøyden er høydeforskjellen mellom terreng og utgravd nivå, se [figur 11.1—2](#).

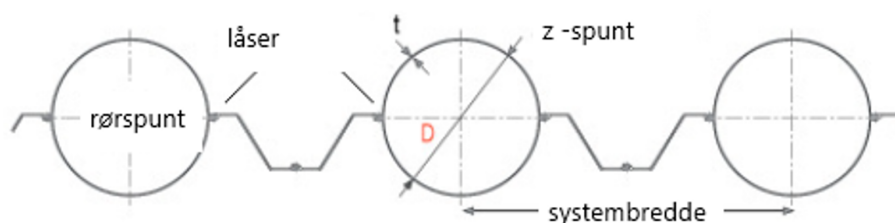
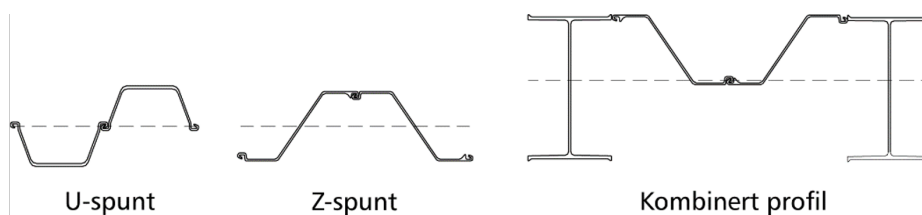


Figur 11.1—2 — Definisjon av oppstøttingshøyde

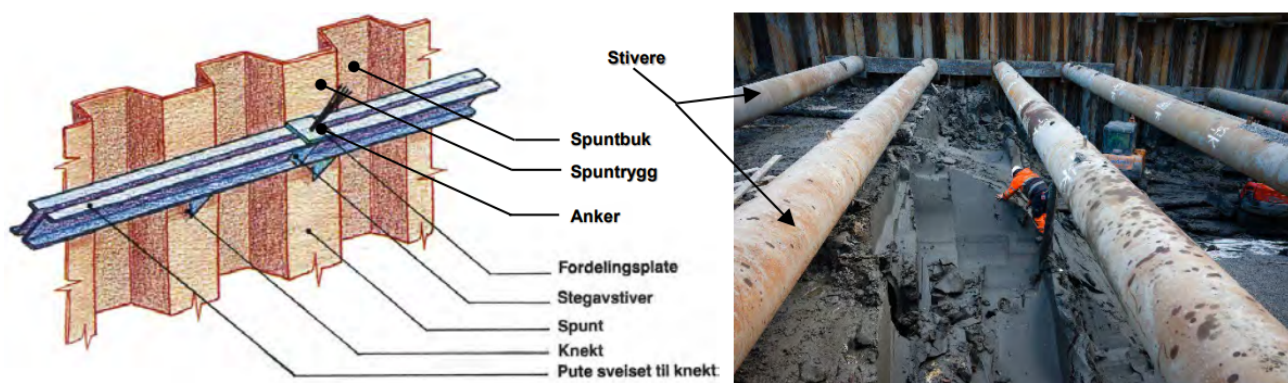
11.1.1 Stålpunt installert ved ramming, vibrering eller pressing

I praksis er stål fortsatt det dominerende materialet, og under normale grunnforhold er oftest bruk av et spuntprofil av stål det mest gunstige valget. Hovedtypene som benyttes er U-spunt (som har lås i nøytralaksen) eller Z-spunt. Der det er spesielle krav til løsningen kombineres ofte ulike profiler. Der

stivheten av veggen ønskes økt vil det kunne benyttes H-profiler, enten alene eller i kombinasjon med Z-spunt. Der det er behov for både stor stivhet og stor vertikal bæreevne benyttes gjerne kombinasjoner med åpne stålrør. Eksempler på ulike typer stålsput er vist i [figur 11.1.1—1](#). I [figur 11.1.1—2](#) er vanlig brukte navn i forbindelse med avstivningssystem for støttevegger vist.



Figur 11.1.1—1 — Ulike typer tradisjonell spunt – prinspskisser



Figur 11.1.1—2 — Vanlig brukte navn for avstivningssystem for støttevegger Figur: Modifisert etter Entreprenørservice [206]. Foto: Geovita AS

Spuntprofiler rammes enten ned med fallodd eller vibrolodd, eller presses ned hydraulisk. Vibrolodd er best egnet i steinfrie friksjonsmasser. Er det faste forhold eller stein i grunnen egner ofte fallodd seg bedre. Fallodd gir oftest noe mer støy. For mer informasjon henvises det til [kapittel 11.8.2](#), Byggegropveiledningen [33] og BegrensSkade [205].

Z-profil gir normalt høyere utnyttbar momentkapasitet per kg stål enn U-profil, og vil derfor kunne komme økonomisk gunstig ut. U-profil er bedre egnet til ramming under vanskelige grunnforhold. Ved bruk av fallodd vil godstykkelsen i stålprofilet være viktig for rammeegenskapene.

Ofte vil rambarheten styre hvilket spuntprofil som velges, mer enn hvilken momentkapasitet de enkelte profiler har. Ofte velges kraftigere profil enn det som den statiske dimensjoneringen eller deformasjonsberegningen krever, for å i det hele tatt gjøre det mulig å installere profilet. I tvilstilfeller vil det kunne være behov å utføre rammeforsøk på det aktuelle stedet før endelige spuntprofil velges.

Det finnes mange alternativer for tetting av spuntlåser mot lekkasje av vann. Spesielt vil lekkasje kunne være et problem ved ankergjennomføring og ned mot berg dersom det finnes vannførende lag der.

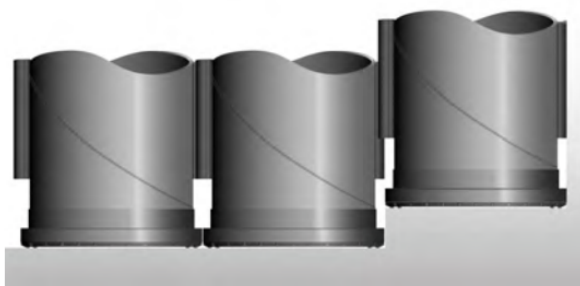
11.1.2 Boret rørsput

Nedramming av spuntstål vil kunne være vanskelig eller umulig i blokkrike masser eller i hard morene. Dersom forgraving og tilbakefylling med spuntbare masser ikke løser problemet, vil et alternativ kunne være å bore ned rør til en rørsput jf. [Figur 11.1.2—1](#). Rørene har spuntlåser som andre spuntprofiler og gir derfor samme tetting som en ordinær spuntvegg.

Det er mulig å bore rørsput ned i berg. Det optimale er å bore ned det dypeste røret først, ettersom låsene ikke er mulig å bore forbi borkrona til naborøret fordi låsen stikker lenger ut enn diameteren til hullet som borkrona borer ut.

For rammet stålsput så er det et problem at det vil kunne bli lekkasje i overgangen ned mot berg. Det samme gjelder også for boret rørsput, men i mindre grad. Åpning mellom rørene nederst mot berget vil kunne tettes ved injeksjon gjennom en injeksjonskanal for enkelte låsetyper. En annen mulig løsning for vanntetting er jetinjisering i bakkant av spuntfot ned mot berg.

Dimensjonering av stålet for opptak av jordtrykk blir som for vanlig spuntvegg. Har man for liten kapasitet eller stivhet, så vil rørene kunne renskes, armeres og støpes ut. Et annet alternativ er å sette ned stålsprofiler, som f.eks. en H-bjelke av typen HEB, inni rørene og støpe ut. Rørsputprofiler vil også kunne kombineres med andre spuntprofiler for eksempel ved at man har to Z-profil mellom hvert rørprofil for å tilpasse kapasiteten, samt i hjørner etc. Det gjøres oppmerksom på at det finnes flere typer låser, så det er ikke mulig å kombinere alle profiltyper med hverandre.



Figur 11.1.2—1 — Rørsput med låser. Figur: SSAB / Foto: Ellinor Hansen, Statens vegvesen

11.1.3 Rørvegg

Er det stabile jordmasser og ikke krav til vanntetthet gjennom veggen, så vil låser kunne være unødvendige. Avhengig av dimensjonering og jordtype vil avstanden mellom rørene kunne økes. Dette kalles da en rørvegg, og typisk senteravstand mellom rørene er 2-3 ganger diameteren. Se også Byggegrepveiledningen [\[33\]](#) for utfyllende informasjon.

Rørvegg er vanlig å kombinere med påsveising av armeringsnett og påføring av sprøytebetong, for å hindre massene i å rase ut mellom rørene jf. [Figur 11.1.3—1](#). Dette forutsetter bruk av sveisbart armeringsnett.

Der man har plastiske eller løst lagrede jordmasser bak veggen, vil et betydelig jordtrykk kunne bygge seg opp mot denne «avblendingen» av sprøytebetong mellom rørene, og man har erfaring med at dette vil kunne være en ugunstig løsning.

En sentral problemstilling er sveising av rørskjøter og sveisekvalitetskontroll. Rør bores ned fortløpende. De skjøtes gjerne hver 3, 6 eller 12 m under nedboring. Det blir dermed liten mulighet for effektiv kontroll av sveisekvalitet. Det påses at rør ved siden av hverandre ikke skjøtes i samme dybde. Spesielt er dette viktig for konstruksjoner med lite forankring.

Typisk er at mindre rørdiameter brukes for rørvegger enn for rørsput, men også her vil kapasiteten kunne økes med å støpe inn H-profiler. Rørveggen vil kunne bores ned i berg for innspenning, og forankres med puter og ankere/stivere.

En typisk anvendelse for rørvegger er sikring av midlertidige utgravinger i steinrike masser. Dersom veggene er planlagt som en permanent konstruksjon dimensjoneres den for planlagt brukstid som iht. vegnormal [N400:2025, Krav 1.1.6—1 \[9\]](#) er 100 år. Armering og utstøping vil være normalt. Korrosjon av stål vil kunne begrense brukstiden både med hensyn på stivhet og kapasitet.



Figur 11.1.3—1 — Rørvegg - adskilte nedborede stålrør. Venstre foto: Avløs stasjon, Geovita AS. Høyre foto: Fundamentering AS

Dersom rørvegg vurderes som permanent konstruksjon er det viktig at konseptet inkluderer tiltak som sikrer og ivaretar ev. problem frost og bestandighet på en tilfredsstillende måte. Angående konstruksjonskrav generelt henvises det til vegnormal [N400:2025 \[9\]](#). I samsvar med vegnormal [N400:2025, Krav 7.7.1—1 \[9\]](#) kreves det teknisk kontroll av konseptet før detaljprosjektering igangsettes om rørvegg benyttes som permanent konstruksjon.

11.1.4 Bjelkestengsel

Bjelkestengsel kan være et alternativ der det er vanskelig grunn for å ramme tradisjonell spunt. Som regel er dette steinholdige friksjonsmasser, men metoden har vært brukt også i andre masser. Metoden vil kunne gi hulrom bak vegg under utførelsen, noe som igjen vil kunne gi betydelige deformasjoner bak vegg. Bruken av bjelkestengsel vurderes opp mot tillatte setninger bak vegg.

Hovedprinsippet for bjelkestengsel er at H-profiler av stål rammes ned gjennom massene. Øverst vil man kunne grave en liten grøft og presse et par horisontale trebjelker ned inni vangene jf. [Figur 11.1.4—1](#). Bak disse trebjelkene legges friksjonsmasser tilbake og komprimeres lett. Så graver man videre ned på gravesiden, og nye bjelkestengsler tres inn nedenfra. Det vil kunne være aktuelt å fylle opp hulrom bak stengslene med mørtel eller andre materialer for å redusere eventuelle deformasjoner.

Det finnes løsningsvarianter av bjelkestengsel. Stengslene vil kunne være av ev. tre, betong og stål. En variant i stedet for å stadig montere stengsler er å sette ned vertikale spuntprofil mellom H-profiler. Man vil da raskt og effektivt kunne presse disse spuntprofilene lenger ned etter hvert som gravedybden øker. Er det umulig å ramme ned H-profiler vil rør kunne bores ned og vanger (T-profil), til å legge stengslene inni, sveises på etter hvert som nivåene graves ut. Det henvises til Byggegrøpveiledningen [\[33\]](#) for mer utfyllende informasjon.

Jordtrykket mot vegg vil bli tilsvarende aktivt jordtrykk ned til gravenivå. Vegg blir ikke tett. Vanntrykk mot vegg regnes derfor vanligvis ikke med. Dersom det graves ut under grunnvannstanden vil stabiliteten kunne bli dårlig under stengselet. Særlig gjelder dette i permeable masser. I slike tilfeller vil andre metoder være mer egnet.

Dimensjonering av nødvendig dybde og momenter i vertikale bjelker under gravenivå gjøres for eksempel etter dybelteorien, jf. Peleveiledningen [\[69\]](#). Dimensjonering av vertikale og horisontale bjelker, gjøres i samsvar med gjeldende standard for valgt materiale.

Avstanden mellom vertikale profiler avhenger av dimensjonering og den valgte stengseltypen. Eventuelle puter og forankring dimensjoneres som for andre veggtyper jf. [Kapittel 11.6](#). I samsvar med vegnormal

[N400:2025, Krav 7.7.1—1 \[9\]](#) kreves det teknisk kontroll av konseptet før detaljprosjektering igangsettes om bjelkestengsel benyttes som permanent konstruksjon.



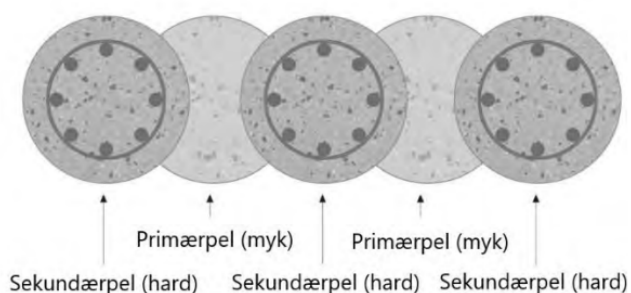
Figur 11.1.4—1 — Bjelkestengsel (Berlinervegg). Venstre foto: Fundamentering AS. Høyre foto: Arne Kavli, Statens vegvesen (E16 Sandvika-Wøyen)

11.1.5 Sekantpelevegg (Pilarvegg)

Et alternativ til rørsputt er sekantpelevegg. En slik vegg dannes ved at man borer ned foringsrør, tømmer dem, og støper ut samtidig som man trekker foringsrøret. Typiske rørdimensjoner er 800-1200 mm, og senteravstand er gjerne 60-80 % av pelediameteren. Først bores annenhver pel i en rekke med primærpelene. Primærpelene utføres oftest som såkalte «myke» uarmerte peler fordi de da vil kunne bores ut igjen etterpå.

Deretter bores sekundærpelene mellom alle primærpelene slik at de, avhengig av senteravstanden, borer ut en «sekant» fra primærpelene. Vanligvis velges samme dimensjon på primær- og sekundærpelene, men det finnes andre varianter. Se nærmere omtale av ulike varianter i Byggegrøpveiledningen [33].

Sekundærpelene armeres vanligvis for å gi økt momentkapasitet, og kalles derfor «harde» peler. Pelene vil, avhengig av bergkvalitet, kunne bores eller meisles noe ned i berg for å gi god innfesting og tetthet mot berg. Pelene vil også kunne fordybles inn i berg med ståldybler eller stålkjernepeler for opptak av horisontale og vertikale krefter.



Figur 11.1.5—1 — Typisk utforming av sekantpelevegg med primærpel (myk) og sekundærpel (hard), E16 Sandvika-Wøyen Foto: Arne Kavli, Statens vegvesen

Sekantpelevegger blir relativt stive, og ved gode forhold vil installasjonen påvirke in situ spenninger lite (dvs. lite vibrering og støy). Ved bløt sensitiv grunn vil innmeisling i berg kunne gi noe omrøring i massene rundt pelen, men med stiv avstivning (for eksempel innvendig avstivning) regnes metoden for å gi lite deformasjoner og setninger bak vegg.

I utgangspunktet vil en sekantpelevegg kunne bli tilnærmet vanntett og tåle vanntrykk. Erfaring viser likevel at det vil kunne bli noe vanngjennomslag i skjøtene mellom pelene, se [figur 11.1.5—1](#). Vanngjennomslag vil kunne bli forsterket dersom det gjøres utførelsesfeil. [Figur 11.1.5—2](#) viser til venstre at det har vært stopp ved boring av en enkelt pel før den kom helt ned, og at det ble nødvendig å bore nye peler i en «bro» bakenfor denne pelen for å knytte sammen de gode pelene til en vegg. Til høyre viser figuren at betongen har blitt utvasket før den herdet. Her var grunnen steinrik morene. Likevel har det vært vannførende lag eller årer ned mot berg. Tetting i bakkant med injeksjon eller jetinjisering blir gjerne nødvendig for å reparere slikt. Dersom sekantpelevegg vurderes som permanent konstruksjon er det viktig at konseptet inkluderer tiltak som sikrer og ivaretar ev. problem med vannlekkasjer, frost og bestandighet på en tilfredsstillende måte. Angående konstruksjonskrav generelt henvises det til vegnormal [N400:2025](#) [9]. I samsvar med vegnormal [N400:2025](#), [Krav 7.7.1—1](#) [9] kreves det teknisk kontroll av konseptet før detaljprosjektering igangsettes om sekantpelevegg benyttes som permanent konstruksjon.

Erfaringsmessig er det registrert overforbruk av betong på 5-20% sammenlignet med teoretisk sekantpelevegg. I steinfylling er det erfart opp til 50% overforbruk.

Statiske krefter i sekantpelevegger vil kunne beregnes etter de samme prinsippene som er beskrevet ellers i dette et. Krefter og behov for ev. puter beregnes forutsatt ankerbortfall slik som for andre spuntkonstruksjoner jf. [Kapittel 11.6](#). Dimensjonering av betongen gjøres i samsvar med gjeldende standarder. Dette gjelder også armering og ev. dybler/stålkjerner boret ned i berg gjennom foringsrør montert i armeringskurvene.



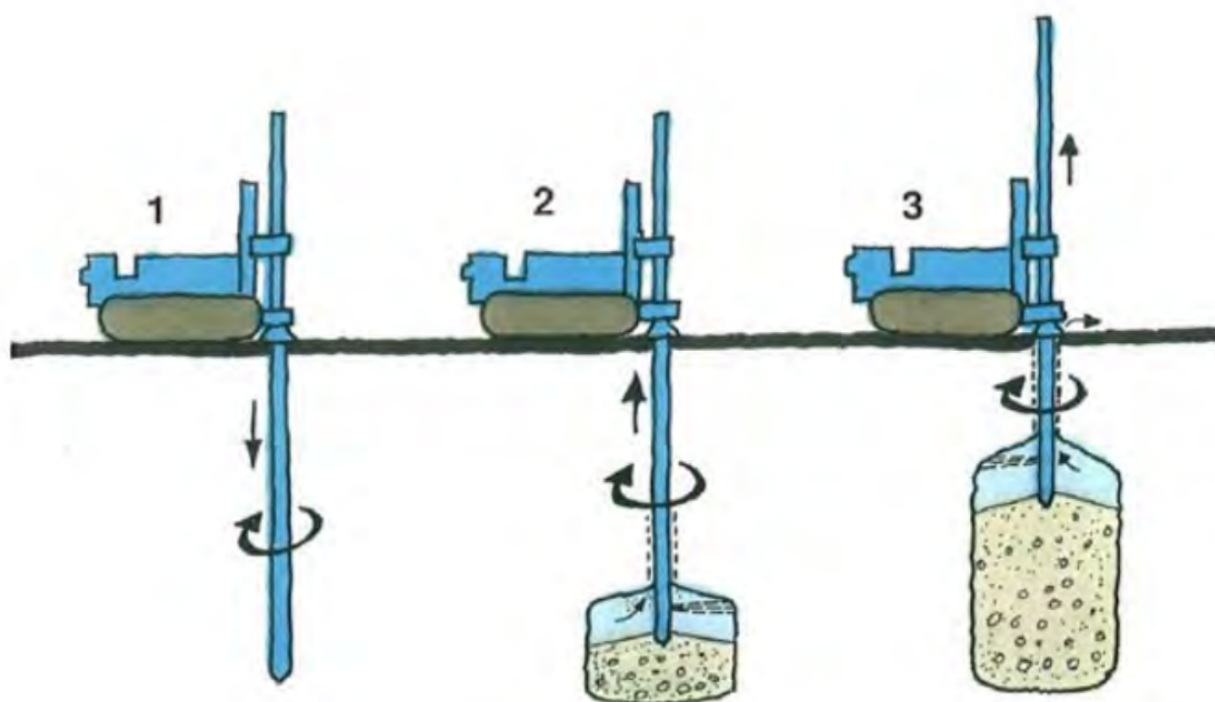
Figur 11.1.5—2 — Eksempler på ulike utfordringer med sekantpeler. (Foto: Arne Kavli, Statens vegvesen)

11.1.6 Jetpelevegg

Jetinjisering er en metode som vil kunne brukes for å etablere uarmerte plasstøpte peler av sementforsterket jord. Metoden går ut på at man i pelens senter først borer ned en krone på en borestang. Kronen har flere spyledyser, og ved nedboring anvendes monitorert spyling slik at spyledata sammen med boremotstand brukes til å tolke lagdeling og masseegenskaper i grunnen.

Ved opptrekking av kronen, under rotasjon, settes det etter behov på kraftig spyling av sement, luft og vann. Spylestrålene bryter ned jordas struktur ved erosjon, se [figur 11.1.6—1](#). Samtidig blandes det oppløste jordmaterialet vanligvis med innsprøytet sement. Det finnes også en spesialvariant hvor løsmassene erstattes helt ved at det pumpes ned fabrikkbetong gjennom et separat rør.

Basert på registreringer under nedboringen, styres produsert pelediameter og betongkvalitet erfaringsbasert ved å kontrollere innsprøytet mengde, trykk og opptrekkshastighet. Prøvepeling og frigraving i stedlige masser vil kunne være nødvendig for å bestemme produksjonsparameterne.



Figur 11.1.6—1 — Prinsipp for etablering av jetpelevegg. Bilde: Jetgrunn

Ifølge NS-EN 12716 Jetinjisering [\[207\]](#) og Byggegrepveiledningen [\[33\]](#) bruker jetpelteknologien flere varierende metoder. Dette går på hvor mange sett med dyser og komponenter som spyles inn ved opptrekking av kronen. Dette vil kunne være:

- 1) enkelt system med bare sementbasert injiseringsmasse
- 2) dobbelt system med luft og injiseringsmasse
- 3) dobbelt system med vann og injiseringsmasse
- 4) trippelt system med luft, vann og injiseringsmasse

Sementforsterket jord

Jetpeler består av injiseringsmasse av sement og vann blandet med stedlige masser nede i bakken. Stedlige masser fungerer som tilslag til ferdig stabilisert materiale. Jetpeler vil kunne benyttes i alle typer eroderbare masser. Friksjonsmasser av sand og grus gir høyest fasthet. Avhengig av problemstillingen vil tilstrekkelig fasthet kunne oppnås også i silt og leire, se veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#) og Peleveiledningen [\[69\]](#). Det er viktig å være klar over at materialet som produseres ved tradisjonell jetinjisering betraktes som grunnforsterkning i Statens vegvesens godkjenningsordning, jf. vegnormal [N400:2025, Krav 7.5.1—1](#) [\[9\]](#). Det kan påkrevs teknisk kontroll av konseptet før detaljprosjektering igangsettes.

Fabrikkbetong – in situ utstøpte peler

Ved fabrikkbetongmetoden masseutskiftes stedlig masse til peler med fabrikkbetong. In situ masser eroderes med vannspyling og presses opp langs borestrengen gjennom borehullet. Så føres det ned et eget rør for nedpumping av betong. Fabrikkbetongmetoden er mest aktuell i kohesjonsjordarter av leire og leirig silt. Metoden har også vært brukt for utstøping, stabilisering og tetting i steinfyllinger. Dersom forholdene er ugunstige, vil det kunne være et problem at betongen siger ut i massene utenom tiltenkt diameter slik at en jevn tett vegg derved ikke dannes.

Produksjon

Produksjon av pelene er beskrevet i utførelsesstandarden NS-EN 12716 Jetinjisering [\[207\]](#).

Dersom det ligger større stein eller blokk i massene, er det fare for at det vil kunne bli et «skyggeparti» bak steinene slik at spylestrålen ikke kommer til og dermed ikke klarer å erodere bort løsmassene. Har man strenge krav til tett vegg er det behov at dette tas med i vurderingen av metoden. Det samme gjelder dersom pelene bores ned i/mot berg, og at berget har bratt helning. Det vil kunne bli soner ned mot berg som ikke blir erodert. Tiltak for å motvirke dette avhenger av problemstillingen. Etterinjeksjon for tetting av veggen vil kunne være en mulighet.

Jetpelene utføres uarmerte og vil da ikke kunne ta strekkrefter. Muligheten for opptak av bøyemoment i en støttevegg blir derfor liten. I en del tilfeller vil det likevel kunne være fordelaktig å bruke grove jetpeler slik at de nesten danner en massiv konstruksjon. Jetpeler opp til en diameter på 2,5 m er mulig å oppnå i sand og grus. Typisk senteravstand mellom pelene er 70-85% av diameteren.

Anvendelse

Har man aksiallast på toppen vil det selv uten armering kunne tas en del bøyemoment i slik massiv konstruksjon. En fordel med metoden er at man har mulighet til å støpe kontinuerlig inntil eller under eksisterende konstruksjoner. I mange tilfeller kombineres derfor flere behov, som for eksempel refundamentering av bygg med en støttevegg under, se [figur 11.1.6—2](#). Installasjonsmetoden åpner for å installere vegger i ønskede dybdeintervall under bakken. Andre eksempler på anvendelse vil kunne være stabilisering av grunn, for eksempel ved å etablere et ribbemønster for å stoppe bunnoppressing og for å ta horisontalkrefter mellom støttevegger under gravenivå i en byggegrop. Ribbene etableres ved ønsket dybdeintervall nede i bakken før utgraving starter. Jetpelene vil kunne settes så tett at det dannes en massiv tykk plate ved ønsket nivå nede i grunnen, og spylingen gir pelene god kontakt inn mot støtteveggen slik at påfølgende deformasjon ved utgraving blir liten.

Det henvises til Byggegropveiledningen [\[33\]](#) for mer utfyllende informasjon.



Figur 11.1.6—2 — Eksempel på bruk av jetpeler til etablering av støttevegg og fundament.
Foto: Jetgrunn

Dersom jetpelevegg vurderes som permanent konstruksjon er det viktig at konseptet inkluderer tiltak som sikrer og ivaretar ev. problem med vannlekkasjer, frost og bestandighet på en tilfredsstillende måte.

11.1.7 Slissevegg

Slissevegger brukes gjerne der det graves til store dybder og det blir store krefter kombinert med strenge krav til deformasjoner bak veggen.

Slisseveggen etableres mellom ledevegger. Ledeveggene etableres ved overflaten på forhånd. Mellom ledeveggene grabbes stedlige masser ut ned til ønsket dybde i en slisse, i seksjoner for ett panel om gangen, se [figur 11.1.7–1](#) og [figur 11.1.7–2](#). For å unngå at grunnen/slissen kollapser under utgraving fylles den kontinuerlig med støttevæske (slurry) som gir sidestøtte til grunnen (oftest bentonitt, barytt og vann). Typisk densitet for støttevæske er 11 - 13 kN/m³, tilpasset ønsket panellengde og stabilitetsberegninger.



Figur 11.1.7–1 — Graving, nedsenkning og utstøping av slissevegg (Illustrasjon: Arild Solerød, Statens vegvesen)

Seksjonen graves noe lengre enn planlagt lengde av et panel. I hver kant settes det ned et endesteng utformet slik at det senere dannes en fortanning (skjøtefuge) mot neste panel. Armeringskurv senkes ned i slissen, og slissen fylles opp med betong nedenfra slik at støttevæsken presses opp. Endestenget vil kunne ha påmontert tetningslist (water stop) samt injeksjonsslanger, som blir stående i fugen når stenet trekkes opp. Først graves og støpes annethvert panel, før man graver ut mellomliggende panel og armerer og støper ut disse.

Panelbredden tilpasses grunnforholdene. Stabiliteten av slissen er vanligvis bestemmende for panelbredden. I Norge har det vært benyttet panelbredde opp til 6 m. Tykkelse varierer vanligvis i området 600-1500 mm. Slissevegger har blitt installert til mer enn 50 m dybde. Slissevegger har vært brukt både som temporære og permanente konstruksjoner, men tykke armerte slissevegger er mest aktuell for permanente vegger med store krefter.

Bruk av slissevegger med tverrvegger under traubunnsnivå har vist seg å være effektivt som sikring mot bunnoppressing og for å begrense horisontale deformasjoner til et minimum, jf. VD rapport nr. 47 [\[208\]](#).

Selv om slissevegger i utgangpunktet burde kunne bli helt vanntette, er det ofte at dette ikke blir tilfellet. Lekkasje vil kunne oppstå i fuger, og gjennom selve panelene. Avbøtende tiltak er etterinjeksjon av utette partier, eller f.eks. støping av en innvendig konstruksjon (for vanntetting) etter at byggegropa er etablert. Dersom slissevegg vurderes som permanent konstruksjon er det viktig at konseptet inkluderer tiltak som sikrer og ivaretar ev. problem med vannlekkasjer, frost og bestandighet på en tilfredsstillende måte. Angående konstruksjonskrav generelt henvises det til vegnormal [N400:2025](#) [\[9\]](#). I samsvar med vegnormal [N400:2025, Krav 7.7.1–1](#) [\[9\]](#) kreves det teknisk kontroll av konseptet før detaljprosjektering igangsettes om slissevegg benyttes som permanent konstruksjon.

Etablering av slissevegg er mindre sårbart for obstruksjoner som blokk i grunnen enn vanlig rammet spunt, men er det harde masser så vil produksjonen ved graving kunne bli liten. Dersom det påtreffes blokk i massene, vil det kunne benyttes rotorkutter eller meisel. Dette vil kunne gi sår i slissen som igjen vil kunne gi dårligere kvalitet og større merforbruk av betong. Ved bløt grunn vil stabiliteten av slissen kunne begrense panelbredden.

Slissevegger er best egnet i blokkfrie, ikke for harde masser når veggen avsluttes i løsmasser. Ved bløte bergarter vil det kunne benyttes rotorkutter for å sikre god kontakt med berg. Ved faste bergarter (norske bergarter kommer oftest i denne kategorien) vil det kunne meisles et bergfeste. Slik meisling vil kunne gi vibrasjoner på veggene i slissen og medføre ustabilitet av slissen. Uansett er det behov for grundig rensk og spyling før utstøping ved utførelse av bergfeste for slissevegger. Alternativt vil det kunne etableres bergfeste med ståldybler eller stålkjernepeler.

Statiske krefter i konstruksjonen beregnes etter de samme hovedprinsippene som for andre støttevegger, og eventuelle puter og forankring dimensjoneres også tilsvarende jf. [Kapittel 11.6](#).



Figur 11.1.7—2 — Graving for slissevegg (Foto: Anders Haakonsen, Våre vegger)

11.1.8 Jordnagling

Jordnagling vil kunne være et alternativ til andre typer støttevegger omtalt i dette kapitlet. På grunn av fronthelningen og lengden på jordnaglene vil metoden være mer plasskrevende enn de andre metodene omtalt i dette kapitlet. Siden jordnagling ikke innebærer forspenning av forankringene (naglene) så har man i prinsippet litt mindre kontroll med deformasjoner ved utgravingen enn det man har ved forspente, avstivede støttevegger.

Jordnagling kan egne seg i relativt faste løsmasser, også der det er innhold av stein og blokk. se [figur 11.1.8—1](#).

For prosjektering og utførelse av jordnagling vises det til [kapittel 17](#) og til utførelsesstandarden NS-EN 14490 Jordnagling [\[209\]](#). Jordnagling er også omtalt i Byggegrepveiledningen [\[33\]](#).



Figur 11.1.8—1 — Skjæring inn i eksisterende trafikkert tilløpsfylling og landkar, Rv. 5 Loftesnes bru. (Foto: Arne Kavli, Statens vegvesen)

11.2 Grunnlag for prosjektering

Før dimensjonering av støtteveggen fremskaffes følgende grunnlagsdata:

- 1) Dybde (z) til traubunn bestemmes, dvs. nødvendig dybde av grop/fri høyde av vegg. Her tas hensyn til gravetoleranser. Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) angir anvisning for tillegg til nominelt gravenivå ved prosjektering og dette vurderes sammen med gravetoleranser.
- 2) Ytre laster på terreng og/eller konstruksjonen fastlegges (f.eks. gravemaskiner, kranfundament, trafikklast osv.). Det benyttes lastfaktorer på lastene for beregninger i bruddgrensetilstanden. Det vil kunne være rimelig å tilpasse lastfaktorene etter hvilken beregningsmetode som benyttes, se [kapittel 11.7](#).
- 3) Grunnforholdene kartlegges i tilstrekkelig grad for støtteveggen og eventuell forankring, se [kapittel 2](#).
- 4) Grunnvannstand og eventuell ytre vannstand forskjellig fra denne bestemmes. Dette innbefatter også endring av vannstand over tid; f.eks. pga. pumping eller naturlig strømming.
- 5) Fundamentering av tilstøtende bygninger, ledninger, grøfter osv. som vil kunne komme i konflikt med forankringer kartlegges.
- 6) Krav til deformasjoner / setninger for omgivelsene og støtteveggen spesifiseres.
- 7) Dersom 5) og/eller 6) er aktuelle foretas montering av bolter for setningsobservasjoner og tilstandsregistrering av bygninger. Montering av inklinometerkanal for observasjon av horisontaldeformasjoner vil også kunne være aktuelt. Videre installeres piezometere dersom det er fare for senkning av grunnvannstand med påfølgende setninger.
- 8) Mulig frostpåvirkning og behov for tiltak vurderes (fortrinnsvis frostisolasjon). Se omtale i Byggegropveiledningen [\[33\]](#).

Iht. Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) skal den geotekniske prosjekteringsrapporten beskrive hvilke kontroller av utførelse som ansees som nødvendige for gjennomføringen av anlegget og eventuell overvåking under og etter ferdigstillelse. Det vises til Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) for utfyllende informasjon. Prosjekteringskontrollklasse og utførelseskontrollklasse bestemmes iht. vegnormal [N200:2024, 1.2 \[1\]](#). Det er spesielt viktig å påse at prosjekteringsforutsetningene ikke endres i anleggsfasen.

11.3 Dimensjoneringsprinsipper

11.3.1 Nødvendige analyser

Dimensjonering av støttevegger omfatter generelt:

- 1) Fastsetting av dimensjonerende maksimale gravedybde (z), bestemmelse av nødvendig fotdybde (z_n), og total dybde ($L=z+z_n$) av støttevegg i løsmasse (se [figur 11.4.3—1](#) og [figur 11.4.3—2](#)).
- 2) Beregning av dimensjonerende bøyemoment (M_{Ed}) og nødvendig motstandsmoment (W) for valg av støtteveggprofil. Ofte vil det ikke være nødvendig å inkludere skjærkraft og aksialkraft i beregningene ved bestemmelse av nødvendig motstandsmoment. For skråforankrede støttevegger samt vegger som bærer annen vertikallast, er det imidlertid behov for at aksialkraft inkluderes i kapasitetskontrollen.
- 3) Bestemmelse av nødvendige dimensjoner og kvaliteter for eventuelle avstivninger og/eller forankringer, inkludert bortfall av anker eller stiver i ulykkessituasjon.
- 4) Vurdering av sikkerhet mot bunnoppressing og hydraulisk grunnbrudd ved bunnen av utgravinger, samt fare for bunnheving ved lagdelt grunn.
- 5) Vurdering av om dimensjoneringen ivaretar alle konstruksjonsfaser.
- 6) Vanligvis er totalstabiliteten av systemet sikret gjennom dimensjoneringen i punkt (1) - (4). Ytterligere analyser av totalstabiliteten foretas hvis det ligger vesentlig svakere jordlag under veggfoten. For cellespункonstruksjoner vurderes totalstabiliteten spesielt, se [kapittel 11.9](#).
- 7) For permanente støttevegger av stål vurderes konsekvensene av redusert ståltverrsnitt pga. korrosjon, se vegnormal [N400:2025](#), [Krav 7.7.4—3 \[9\]](#), Eurokode 3 - del 5 [\[210\]](#) og Peleveiledningen [\[69\]](#).
- 8) For spuntede kaikonstruksjoner (for eksempel forankret spuntvegg eller cellespunkt) vurderes erosjons- og korrosjonseffekter nøye i dimensjoneringen.
- 9) Beregning/vurdering av deformasjoner i og bak støtteveggen beregnes i bruksgrensetilstanden. Ved strenge krav til deformasjoner, vil bruksgrensetilstanden kunne bli dimensjonerende.
- 10) For permanente tiltak som katodisk beskyttelse, der permanente forankringsankere går inn under naboeiendom, eller der det utføres andre tiltak som vil kunne forringe naboeiendom, innhentes tillatelse.

11.3.2 Analysemetoder

Støtteveggen dimensjoneres etter det som er kritisk; effektivspenningsanalyse eller totalspenningsanalyse. Ved effektivspenningsanalyser tas det hensyn til grunnvannstand og stedlig poretrykk, samt eventuelle strømningsgradienter. For udrenert totalspenningsanalyse benyttes oftest ADP-analyse.

Analysemetode for leire og leirig silt

Iht. Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) skal både langtids- og kortidsoppførsel til finkornet jord vurderes. Korttidstilstanden for leire og leirig silt utføres ved udrenerte totalspenningsanalyser. Langtidstilstanden for leire anbefales i tillegg å kontrolleres med effektivspenningsanalyse selv for midlertidige forhold. Der støtteveggen er tenkt å holde på tette masser, som leire, vil et regnvær kunne fylle opp sprekker og tomrom mellom vegg og jord dersom veggen ikke er drenert. I slike situasjoner anbefales det at støtteveggen kontrolleres for fullt vanntrykk der dette overstiger aktivt jordtrykk.

Analysemetode for andre jordarter

For alle andre jordarter enn leire og leirig silt vil det vanligvis være tilstrekkelig med effektivspenningsanalyse uansett "varighet" av konstruksjonen.

Tilbakefylling av innspylte masser

For støttevegger som tilbakefylles med innspylte masser (ved f.eks. at mudringsmasser legges bak en kaispunt) vil jordtrykket være betraktelig større under innspylingen enn senere, og i visse tilfeller anbefales det at "jordtrykket" beregnes som væsketrykk på basis av den oppslemmede massens tyngdetetthet.

11.3.3 Sikkerhetsprinsipp i beregninger

Iht. NA i Eurokode 7 – del 1 [3] skal dimensjoneringsmetode 3 brukes ved geoteknisk prosjektering (unntatt ved prosjektering av peler der dimensjoneringsmetode 2 brukes). Metode 3 innebærer bruk av partialfaktorer på laster, og partialfaktor på jordas skjærfasthet. For metode 2 brukes karakteristisk fasthet av jorda, med andre tilpassede partialfaktorer på beregnede krefter eller kapasiteter. Se også vegnormal N400:2025, Krav 6.2.5—1 [9] og kapittel 1.1.2.

For metode 2 skal partialfaktorer på laster tas fra 'Sett B'-tabellene i NA i Eurokode 0 [2], mens for metode 3 skal verdier fra 'Sett C'-tabellene brukes.

Ved statiske beregninger av krefter i støttekonstruksjoner vil beregninger etter metode 3 i mange tilfeller ikke gi noen sikkerhetsmargin i forhold til jordtrykk i det hele tatt. Dette fordi jorda sin skjærfasthet ofte ikke er styrende for størrelsen av jordtrykket som belaster vegg (den geotekniske lasten mot vegg). Da har det ingen effekt om vi reduserer jordas skjærfasthet med en partialfaktor (ofte kalt materialfaktor), jf. Kavli [8].

Punkt NA.A1.3.1(5) i Eurokode 0 [2] sier derfor at '*der det er mer ugunstig*' skal den geotekniske lasten bestemmes ved bruk av karakteristiske verdier for materialparametere i jorda, for så etterpå å multiplisere resultatet med lastfaktorer iht. 'Sett B'-tabellene. Videre sies det at '*ved en realistisk simulering av samvirket mellom grunn og konstruksjon bør man*' bruke slik metode. Sistnevnte assosieres med at man beregner jordtrykkene under hensyntakende til hvilket deformasjonsmønster vegg forventes å få, beregninger typisk gjort med elementmetoden.

Eurokoden nevner ikke direkte at med dette så innfører man egentlig noe som i stor grad ligner på bruk av metode 2. For ikke å blande med andre steder der forskjellige metoder er nevnt, så er det i denne veilederen i stedet valgt å bruke begrepene i) og ii) for metodene jf. Kapittel 1.1.3:

- i) karakteristiske bruksgrenseresultater faktorisert med partialfaktor for påvirkning γ_F (tilsvarer metode 2 i Eurokode 0 [2])
- ii) resultater framkommet når krevd partialfaktor for materialfasthet i jorda γ_M er innført (tilsvarer metode 3 i Eurokode 0 [2]).

Om i) eller ii) blir mest ugunstig vil i stor grad variere fra prosjekt til prosjekt, og avhenger bla. av grunnforhold. Avgjørende er også oppspenningsgraden som benyttes. Om man, for å redusere deformasjoner, for eksempel spenner opp vegg til noe som likner hviletrykk bak vegg, så vil metode i) som regel bli kritisk. Har man en svevespunt med marginal innspenning i spuntfot, vil oftest ii) bli kritisk.

For mange prosjekt vil en mellomting av ovennevnte situasjon være gjeldende, og man kan vanskelig si på forhånd hvilken metode som er riktig å legge til grunn i beregningene.

I samsvar med nasjonalt tillegg (NA) til Eurokode 0 [2] er det derfor i denne veilederen anbefalt at man beregner etter begge metoder og velger den mest ugunstige. Dette gjelder uansett hvilken type vegg som velges som støttevegg.

Det henvises til kapittel 11.7 for ytterligere informasjon om beregning av statiske krefter med partialkoeffisienter.

11.3.4 Grensetilstander

Eurokode 7 – del 1 [3] gir ikke konkrete krav til beregningsmetoder for spunt. Det fastslås imidlertid at det påses at en konstruksjon er kontrollert for alle faser og dimensjoneringstilstander.

Selve støtteveggen inkludert eventuelle avstivnings- og forankringselementer skal iht. Eurokode 7 – del 1 [3] kontrolleres både i brudd- og bruksgrensetilstanden. Den enkelte konstruksjonsdel dimensjoneres for den mest kritiske av disse tilstander. Ulykkessituasjoner, slik som ankerbortfall, kontrolleres som en del av bruddgrensetilstanden.

Bruk av klassisk jordtrykksteori

Dersom man ikke har erfaring fra tilsvarende utgraving i lignende grunnforhold, så vil det være nyttig å gjøre en innledende beregning basert på klassisk jordtrykksteori. Denne teorien angir grenseverdier for jordtrykkene som kan opptre, passivt jordtrykk som en maksimalgrense, og aktivt jordtrykk som grense for minimalt jordtrykk. Med etablerte metoder vil dette kunne gi grunnlag for å finne dimensjoner for støtteveggen som input til beregningsverktøy for etterfølgende numeriske analyser.

Dersom klassisk jordtrykksteori brukes i beregningene, gjøres det oppmerksom på at forspenningsnivå for ankere eller andre forhold vil kunne medføre at jordtrykkene i realiteten ikke vil samsvare grensetrykkene i bruksgrensetilstanden. Spesielt vil høye forspenningslaster ofte gi et jordtrykk mye høyere enn aktiv tilstand bak veggen, kanskje opp mot passivt trykk øverst bak veggen. Dette dokumenteres i beregningsforutsetningene, og et realistisk jordtrykksprofil velges.

Grensetilstander ved bruk av samvirkeprogrammer

Dersom samvirkeprogrammer (elementmetoden) benyttes, gjennomføres beregningene i utgangspunktet i bruksgrensetilstand i alle faser med karakteristisk styrke av jordmaterialet for å modellere riktigst mulig oppførsel av samvirket mellom konstruksjon og jordmasser.

I kritiske faser kontrolleres det i tillegg mot brudd ved å innføre materialfaktor γ_M for jordmaterialet (såkalt c/ϕ -reduksjon). Etterfølgende fase beregnes basert ut fra bruksgrensetilstanden igjen ved å angre innføring av γ_M for jordmaterialet.

11.3.4.1 Bruddgrensetilstanden

I bruddgrensetilstanden baseres dimensjoneringen av konstruksjonselementene på Eurokode 0 [2], Eurokode 1 Laster [211], Eurokode 2 Betong [212], Eurokode 3 Stål [213], [214] og [210], Eurokode 4 Samvirke stål og betong [215], Eurokode 5 Tre [216] og Eurokode 8 – del 1 Seismiske laster [217]. Det vises også til [kapittel 1](#).

Ved dimensjoneringen av konstruksjonselementene bestemmes partialfaktor for materialfasthet (γ_M) avhengig av skadekonsekvens og bruddform for dimensjoneringsmetode 3 iht. Eurokode 7 – del 1 [3]. Det vises til vegnormal [N200:2024 \[1\]](#) for valg av partialfaktorer. For samvirkeanalyser med dimensjoneringsmetode i) legges tabell NA.A2.4(B) i Eurokode 0 [2] til grunn, mens det for metode ii) brukes tabell NA.A2.4(C).

Vurderingen av stabilitet av byggegrop, jf. [Kapittel 11.5](#), utføres i bruddgrensetilstand. Dette gjelder også ved beregning av kapasitet for injiserte løsmasseankere og ankere i berg.

Grunnet fare for glidning i låsene vil spuntprofil med låser i nøytralaksen (U-spunt) ha mindre virksomt motstandsmoment (W) enn andre profil (Z-spunt). I Eurokode 3 - del 5 [210] oppgis det en faktor som tar hensyn til mulig mangel på overføring av skjærkraft i låsene, β_B og β_D . Standarden lister opp forhold som påvirker overføring av skjærkraft i låsene, men det gis ikke konkret tallverdi for enkle eller doble U-nåler, heller ikke i det nasjonale tillegget til Eurokode 3 - del 5 [210]. Dersom det ikke foreligger annen relevant dokumentasjon så anbefales det at motstandsmoment og treghetsmoment for spuntprofil med låser i nøytralaksen reduseres med 20 % (av teoretisk tabellverdi), dvs. $\beta_B=0,8$ og $\beta_D=0,8$.

Ulykkessituasjon

Ulykkessituasjon er en del av bruddgrensetilstanden jf. [Kapittel 1](#) og analyseres for å ivareta situasjoner som vil kunne medføre progressive brudd i konstruksjonen. Ankerbortfall er typisk en slik situasjon. Ankere/stivere og puter dimensjoneres for bortfall av ett anker/en stiver, vilkårlig plassert. Flyteledd og

plastisk moment for putene vil kunne legges til grunn ved slik kontroll, jf. Eurokode 3 del 1-1 [213] angående krav til tverrsnittsklasser. Forenklet dimensjoneringsmåte er beskrevet i Byggegrepveiledningen [33].

11.3.4.2 Bruksgrensetilstanden

I bruksgrensetilstanden brukes også tilsvarende prosentvis reduksjon i motstandsmoment (W) som i bruddgrensetilstanden jf. [Kapittel 11.3.4.1](#) for spuntprofil med låser i nøytralaksen (U-profil). Samtidig reduseres da også virksomt treghetsmomentet (I) med 20 % ($\beta_D=0,8$) i tilfeller hvor dette inngår i beregningene.

I bruksgrensetilstanden vil deformasjonene og opptredende ankerkrefter kunne beregnes med samvirkeprogrammer. Det er viktig å være klar over at dette bare omfatter deformasjoner forårsaket av selve utgravingsprosessen, betydelige deformasjoner på grunn av f.eks. installasjon av støttevegg og boring av ankere vil kunne komme i tillegg, se BegrensSkade [205] og Byggegrepveiledningen [33].

Langtids bruksgrensetilstand

For permanentsituasjonen kontrolleres støtteveggen for laster i bruksgrensetilstand, altså ufaktoriserte laster. Det vurderes da om styrkereduksjon eller effekt av kryp i jordvolumet vil kunne påvirke lastene i langtids bruksgrensetilstand. Dette vil kunne føre til endringer i jordtrykk og laster påført konstruksjonen. Beregning av slik effekt vil kunne gjøres med krypmodeller i samvirkeanalyser. En forenklet måte å betrakte dette på vil være å innføre en mindre økning i γ_M i jorda.

Korrosjon

Eurokode 7 – del 1 [3] definerer ankere med beregnet levetid lenger enn to år som permanente. Støttevegg med dimensjonerende brukstid mindre enn 10 år (jf. [N400:2025, 64](#)) defineres som midlertidig konstruksjon. I tillegg til vurderingene for temporær støttevegg, vurderes bestandigheten i den permanente situasjonen. Støttevegger av stål oppdimensjoneres for et korrosjonstap i samsvar med Tabell NA.4.1 og NA.4.2 i Eurokode 3 – del 5 [210]. Dette gir for eksempel 2 - 6 mm korrosjon på hver side over 100 år for en spunt som står i jord, avhengig av aggressiviteten i jorda. For støttevegg som står i åpent vann gjelder til dels betydelig høyere verdier. Stålelementer utsatt for store strekkspenninger vil være mer utsatt for korrosjon. For permanente støttekonstruksjoner av stål er det derfor grunn til å være konservativ ved vurdering av korrosjonsfare.

Korrosjon fører til redusert motstandsmoment (W) og tverrsnittareal (A). Korrosjonstap regnes jevnt på hele ståloverflaten og nye verdier av W og A beregnes. Disse nye reduserte verdiene brukes for kapasitetskontroll i det samme formelverket som vist ovenfor.

11.4 Støttevegg

Dette avsnittet omhandler forskjellige vurderinger av jords oppførsel mot en konstruksjon som utføres i forbindelse med prosjektering av støttevegger. Det omhandler også prinsipper for prosjektering av forskjellig typer støttevegger.

11.4.1 Valg av ruhet

Ruheten gjenspeiler friksjonsforholdene mellom støttevegg og jord. Summen av vertikal friksjon på begge sider av veggen skal være i likevekt med summen av alle andre vertikalkrefter som virker på veggen jf. Eurokode 7 – del 1 [3]. Typisk bidrag til sistnevnte er krefter fra skrå ankere.

Aktiv tilstand

Når en vegg beveger seg unna et jordvolum som gir et jordtrykk defineres det som aktiv tilstand. Ved aktivt jordtrykk mot veggen vil jordvolumet få mer plass slik at det glir nedover veggen. Friksjon mot veggen vil normalt dra spuntene nedover og dette er definert som *positiv ruhet for aktiv tilstand* jf. [Kapittel 6](#). Men hvis andre krefter samtidig presser støtteveggen nedover mer enn jordas nedadrettede

bevegelse, for eksempel på grunn av skråankere, vil friksjonskraften likevel virke motsatt vei. Dette er definert som *negativ ruhet for aktiv tilstand*.

Passiv tilstand

Passivt trykk mot støtteveggen oppstår når veggen beveger seg inn mot jorda, og jorda vil da ha en tendens til å presses oppover sammenlignet med veggen. Skjærkreftene vil da prøve å løfte støtteveggen oppover. Dette er definert som *positiv ruhet for passiv tilstand* jf. [Kapittel 6](#). Hvis imidlertid en ytre kraft løfter veggen mer oppover enn jordas oppadrettede bevegelse, vil vi få den tilstanden som defineres som *negativ ruhet for passiv tilstand*.

Ruhet

Ruheten styrer hvordan hovedspenningene i jorda står orientert inn mot spunten og uttrykkes:

$$r = \frac{\tau_v}{\tau_c} \quad (11.4.1-1)$$

MERKNAD hvor

τ_v = virkelig opptredende skjærspenning

τ_c = maksimal skjærspenning iht. jordstyrken

Ruheten styres av to faktorer:

- 1) Fysisk maksimalgrense for friksjonsforholdet mellom støttevegg og jord
- 2) Den relative vertikale deformasjonen mellom vegg og jord, og dens retning

Det kreves vesentlig større deformasjoner av veggen for å oppnå fullt utviklet passivt jordtrykk enn for aktivt jordtrykk. I samvirkeprogrammer tas dette hensyn til av jordmodellene som beregner passivt/aktivt jordtrykk ut fra opptredende deformasjoner. Også friksjonskraften eller ruheten krever deformasjon for å utvikle seg, dvs. ruheten mobiliserer seg med deformasjonen. Mobilisert ruhet påvirker hvilken samlet vertikalkraft mot veggen friksjonen representerer, og hvilket jordtrykk som vil kunne opptre mot støtteveggen. Se nærmere detaljer i [kapittel 6](#).

Ruhetens fortegn vurderes i hvert enkelt tilfelle ut fra de deformasjoner av støttevegg og jord som antas å inntreffe. Nominell størrelse på ruhet velges videre slik at det oppnås nok friksjonskrefter til å gi likevekt med andre vertikale krefter. For støttevegger er det vanlig å velge nominelle ruhetsverdier opp til 0,5 for støttevegg av stål, og opp til 0,7 for betong (støpt i forskaling). For betong støpt i kontakt med jorden vil det kunne regnes med $r = 1,0$.

For støttevegg med fot i løsmasser (svevespunt) vil ruhetskrefter også kunne oppstå ved at veggen beveger seg vertikalt, uten horisontal bevegelse. Vertikal likevekt av vegg kontrolleres også her ved at vertikalkomponenten til ev. skrå ankerkrefter pluss ev. andre vertikallaster sammenlignes med den vertikalkraft valgt ruhet representerer, og ved behov justeres ruheten for å oppnå likevekt. For skråforankret vegg antas normalt negativ ruhet på aktiv side og positiv ruhet på passiv side. Kontroll av likevekt vil oftest gi ulik tallverdi for ruhet på passiv og aktiv side. I de fleste tilfeller vil det beregningsmessig være på sikker side å anta lavere positiv, og/eller mer negativ ruhet enn påkrevd for å oppnå eksakt likevekt, dvs. at ruheten gir noe større kapasitet mot selvpenetrering enn de utvendige kreftene tilsvarer. Dette gjelder på begge sider av veggen.

Står støtteveggen rett på berg eller meget hard grunn, vil vertikalkreftene fra ankere etc. gå rett gjennom veggen til veggens fot, og det blir ikke behov for friksjonskrefter mellom vegg og jord. Å benytte en ruhet $r=0$ på begge sider av veggen vil da gi et konservativt utgangspunkt for videre vurderinger av ruhetsforholdene. Ventes det relativt små horisontaldeformasjoner av veggen, vil slik antakelse av ruhet være rimelig riktig.

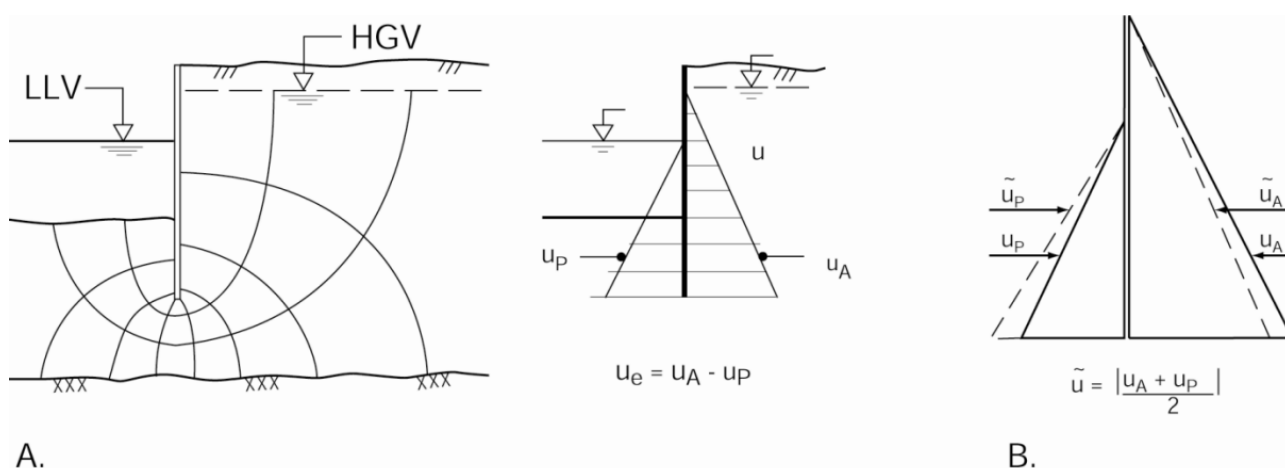
I leire anbefales det at beregningene utføres med $r=0$ ved analyse av korttidstilstanden dersom betydelig omrøring av jorden forventes å finne sted under installasjon av støtteveggen.

Ved bare horisontale eller ingen ankere antas normalt positiv ruhet på begge sider. Det er da konservativt å regne med lave verdier.

11.4.2 Vanntrykk

Iht. Eurokode 7 – del 1 [3] bør dimensjonerende grunnvannstand forutsettes å være det høyest mulige nivået. I noen tilfeller vil dette kunne tilsvare topp av støttevegg eller terrengnivået. Det er viktig å huske på å ta hensyn til poretrykkene ved beregninger utført på effektivspenningsbasis.

Generelt vil vannstand (LLV) foran støtteveggen kunne være lavere enn grunnvannstand (HGV) bak veggen. Beregningsgangen er da mer arbeidskrevende, idet det blir behov for å ta med gradienter med tilhørende poretrykk inn i beregningen. Poretrykket vil kunne finnes med beregningsprogram, eller ved at opptredende gradienter på begge sider av spuntveggen bestemmes ved opptegning av strømnnett, samt det tilhørende ubalanserte vanntrykket u_e ; se figur 11.4.2—1a).



Figur 11.4.2—1 — Ubalanserte vanntrykk

For overslagsberegning vil det ubalanserte vanntrykket kunne anslås ved at verdien av poretrykket ved spuntfot antas lik middelerdien av hydrostatisk poretrykk til henholdsvis LLV og HGV og at poretrykket antas å avta lineært opp til grunnvannsnivå. Dette er vist på figur 11.4.2—1b) hvor poretrykksituasjonen u etter at strømming er tatt hensyn til er markert med en $\sim$ over.

Det er viktig å huske på at den strømningsgradient som ligger i dette påvirker hvilken effektiv vertikalspenning som blir i jorda. Spesielt på gravesiden vil dette kunne ha stor betydning.

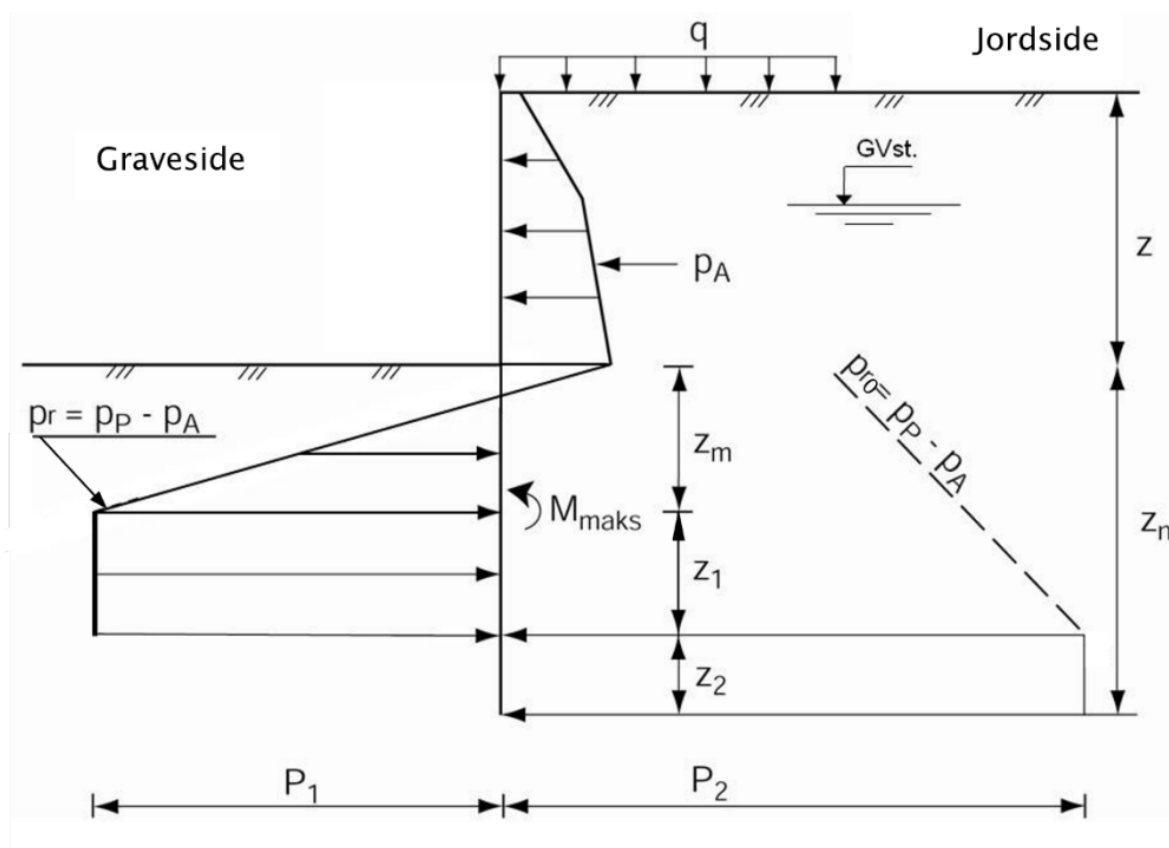
11.4.3 Utkraget støttevegg

Avsnittet beskriver metode for håndberegning av utkragede spuntvegger. Dette er frie vegger som står innsperret i jorda uten noen annen forankring. Frie spuntvegger vil f.eks. kunne benyttes som støttevegger i byggegroper eller som fangdammer. Slike spuntvegger vil nødvendigvis deformeres ved mobilisering av aktivt og passivt jordtrykk og kravene til tillatte horisontalforskyvninger vil da ikke kunne være altfor strenge. Det er mulig å anslå deformasjonene ved hjelp av samvirkeprogrammer. Ved vurdering av hvor store deformasjoner som tillates trenger man blant annet å ta i betraktning flytdeformasjonen til sensitiv leire.

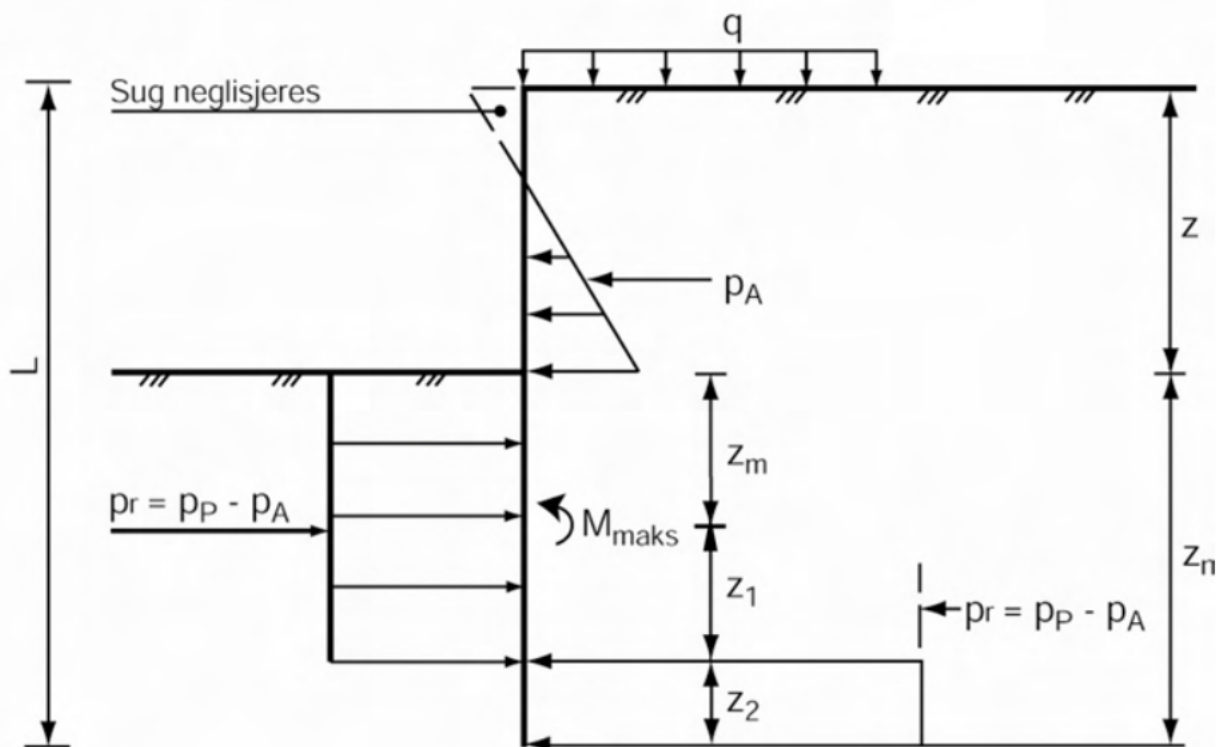
For utkragede spuntvegger med fot i løsmasser og laveste lavvann (LLV) foran spunten lik høyeste grunnvannstand bak spuntveggen (LLV = HGV) vil beregningsgangen ved håndberegning bli som følger, se figur 11.4.3—1 og figur 11.4.3—2: Det er viktig å ta hensyn til vanntrykket ved effektivspenningsanalyse.

- 1) Anslå ruhetsforholdet (r) på begge sider av spunten. Aktuelle verdier (og fortegn) vil avhenge av relativ bevegelse mellom vegg og jord, jf. [Kapittel 11.4.1](#).
- 2) Bestem partialfaktor for materialfasthet (γ_M) iht. vegnormal [N200:2024 \[1\]](#)
- 3) Bestem aktuelle jordtrykkskoeffisienter i henhold til [kapittel 6](#).

- 4) Bestem aktivt jordtrykk (p_A) bak veggen ned til dybde z , som er dybde til traubunn. Selv om man beregningsmessig vil kunne få et sug over øvre del av spuntveggen, neglisjeres dette ved dimensjoneringen.
- 5) Bestem resulterende mottrykk p_r under traubunn på gravesiden: $p_r = p_p - p_A$
- 6) Resulterende mottrykk benyttes til å bestemme dybden z_m til momentmaksimum, M_{maks} (M_{Ed}), der skjærkraften i spuntveggen er lik null.
Fra dybde z_m holdes mottrykket p_r konstant ned til dybde $z_m + z_1$ hvor veggens antatte rotasjonspunkt ligger.
- 7) Bestem også resulterende mottrykk p_{r0} under traubunn på jordsiden:
Fra dybde z_1 holdes mottrykket p_{r0} konstant.
Dybden z_1 og z_2 bestemmes ut fra moment- og horisontalkraftlikevekt for spuntdel under momentmaksimum.
- 8) Nødvendig fotdybde: $z_n = z_m + z_1 + z_2$
- 9) Total lengde L av spunt blir:
 $L = z + z_n$, hvor z er dybden fra topp vegg til traubunn
- 10) Nødvendig spuntprofil bestemmes ut ifra M_{Ed} , idet man vanligvis ser bort fra aksialspenningen i spuntveggen.



Figur 11.4.3—1 — Prinsipp for håndberegning av utkraget støttevegg med fot i løsmasser - effektivspenningsanalyse



Figur 11.4.3—2 — Prinsipp for håndberegning av utkraget støttevegg med fot i løsmasser - totalspenningsanalyse

Generelt vil laveste lavvann (LLV) foran spuntveggen være lavere enn høyeste vannstand (HGV) bak veggen. Beregningsgangen blir i dette tilfellet mer arbeidskrevende, idet det er behov for å ta hensyn til det ubalanserte vanntrykket, se [kapittel 11.4.2](#).

For utkragede spuntvegger til berg er fotdybden (z_n) og total lengde av veggen i praksis gitt. Spørsmålet blir da i stedet hvor dyp utgraving (z) som tillates.

Ved beregningen antas foten (innmeislet og/eller fotboltet) å være leddlagret ved bergoverflaten, og en viss horisontalkraft antas å opptas i bergfestet. Beregningen forøvrig vil være som beskrevet foran til pkt. (6), mens den videre fremgangsmåten baserer seg på at veggen roterer om fotpunktet.

Ved fot på berg begrenses den mulige relative bevegelsen mellom vegg og jord. Det anbefales derfor vanligvis å benytte konservative ruheter (lave tallverdier).

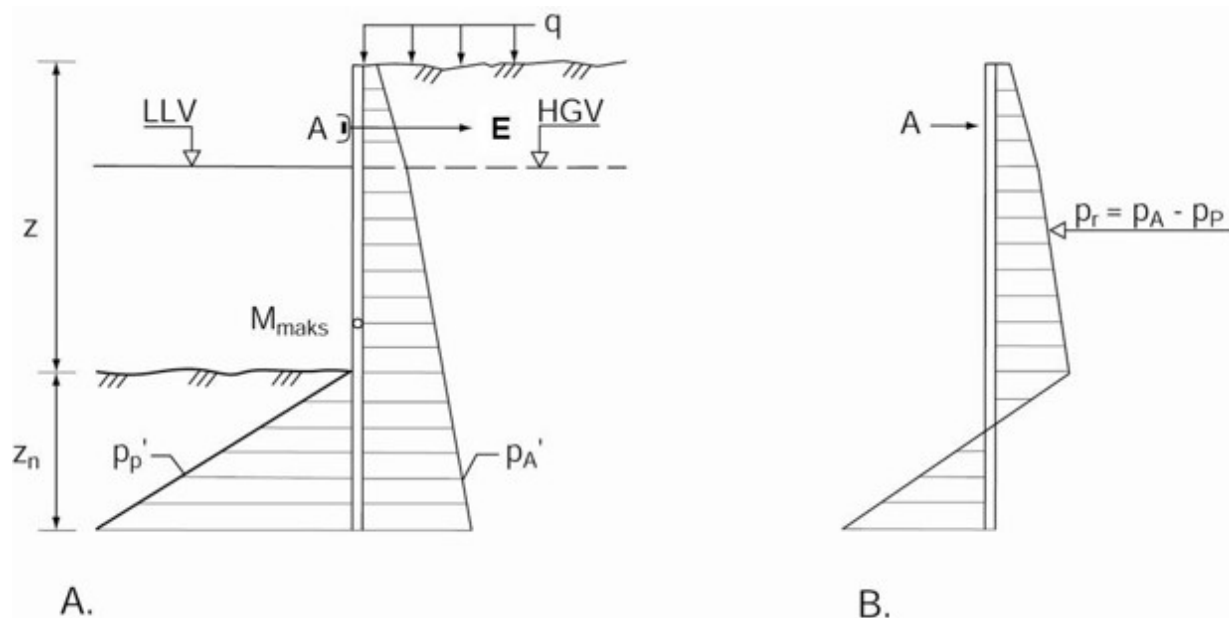
11.4.4 Forankrede støttevegger

Forankrede støttevegger brukes bla. i kaikonstruksjoner, for oppstøtting av sidene i dype utgravninger der man vil unngå innvendige avstivninger i byggegroppen og i noen tilfeller som støttekonstruksjoner ved inngrep i skråninger. Foten vil kunne avsluttes i løsmasse eller innmeisles og/eller fotboltes i berg. Forankringene vil f.eks. kunne bestå av; vertikal forankringsvegg, horisontal forankringsplate eller injiserte skråankere avsluttet i løsmasse eller berg.

Forankringene vil kunne være plassert i ett eller flere nivåer. Dimensjoneringen av selve forankringselementer er beskrevet i [kapittel 11.6](#).

Beregningsgangen for håndberegning (effektivspenning) blir som følger; se [figur 11.4.4—1](#):

- 1) Anta ruheten (r) på begge sider av spunten. Aktuelle verdier (og fortegn) vil avhenge av relativ bevegelse mellom vegg og jord, jf. [Kapittel 11.4.1](#).
- 2) Bestem partialfaktor for materialfasthet (γ_M).
- 3) Bestem aktuelle jordtrykkskoeffisienter i henhold til [kapittel 6](#), beregn jordtrykkene på begge sider av veggen og beregn deretter resulterende jordtrykk $p_r' = p_A' - p_P'$. Dersom oppgravde masser vil kunne bli liggende ved siden av utgravingen, tas dette med i beregningene av jordtrykket via en ekvivalent terrenglast. I praksis vil det kunne være aktuelt å stille krav til at slike masser overhodet ikke blir deponert ved utgravingen.
- 4) Hvis $HGV = LLV$, vil vanntrykkene på begge sider av veggen balansere hverandre (husk å ta hensyn til vannstands nivået ved bestemmelse av p_A' og p_P' på effektivspenningsbasis).
- 5) Hvis $HGV \neq LLV$, tas det hensyn til ubalansert vanntrykk. Eventuelt tegnes det strømnnett for å finne gradienter og poretrykk.
- 6) Momentlikevekt om A, se [figur 11.4.4—1](#) gir nødvendig fotdybde (z_n).
- 7) Horisontallikevekt av spunt gir kraften i forankringen (E).
- 8) Vertikallikevekt av støttevegg brukes til å kontrollere antatt ruhet, og om nødvendig gjentas beregningsgangen i punkt 1) til 7).
- 9) Bestem dybde til momentmaksimum z_m (der skjærkraften er lik null), samt dimensjonerende momentmaksimum (M_{Ed}) i veggen.
- 10) Bestem nødvendig spuntprofil ut fra M_{Ed} (eventuelt M_{Ed_korrr}) og aksialkraft i veggen. Ved horisontale ankere vil bidraget fra aksialspenningen som regel kunne neglisjeres, men ved skråankere tas aksialspenningen hensyn til når aktuelle spuntprofil bestemmes.
- 11) Dimensjoner forankringselementer og pute i henhold til [kapittel 11.6](#).



Figur 11.4.4—1 — Prinsipp for håndberegning (effektivspenning) av forankrede spuntvegger

Flere ankerrader

Ved flere ankerrader gjentas beregningen fra 3) til 10) for neste trinn i utgravingen idet det antas at kraften i øvre forankringsnivå er som beregnet for første del av utgravingen. Dette er en tilnærming, men vil i de fleste tilfeller være godt nok for en første håndberegning. Ved flere enn to forankringsnivåer vil imidlertid forenklingen kunne føre til underdimensjonering av forankringskraften i etterfølgende forankringsnivåer og det anbefales at kontroll foretas med andre metoder. Generelt er forholdene som oftest mest kritisk når utgraving til neste nivå er utført, men forankringene ennå ikke er montert. Her vil det kunne være aktuelt å grave vekk det nødvendige minimum inntil veggen for å få montert ankerene først, og deretter grave ut resten.

Fot til berg

Dersom fot står på berg vil spuntens totale lengde (L) være gitt, og oppgaven består i å bestemme dimensjonerende krefter og å dimensjonere støttevegg og forankring.

I beregningen antas spuntfoten (innmeislet, fotboltet) å være leddlagret ved bergoverflaten, og en viss horisontalkraft antas å kunne opptas i bergfestet. Det er viktig å vurdere/beregne fotboltene og deres feste (se [kapittel 11.6.5.2](#)). Der man ikke har skråankere vurderes det også om fotfestet vil kunne bli redusert som følge av eventuell vertikaldeformasjon av veggen (løfting).

Momentlikevekt om forankringens festepunkt til veggen; jf. punkt (6) og horisontallikevekt; jf. punkt (7) gir horisontalkraft (E_{fot}) i veggens bergfeste. Kontroll av vertikallikevekt for veggen er normalt unødvendig ved spissbæring i fast lag eller på berg; jf. punkt (8).

Beregningsgangen vil stort sett være som beskrevet for fot i løsmasser, men det er anbefalt å velge konservative ruheter.

11.5 Stabilitet av byggegrop

Stabiliteten av bunnen i en byggegrop kontrolleres iht. etablert praksis med hensyn på både bunnoppressing, hydraulisk grunnbrudd og bunnheving. Problemer med bunnoppressing forekommer hovedsakelig i leire og leirig silt. Problemer med hydraulisk grunnbrudd forekommer i friksjonsjordarter, dvs. i fraksjonene fra grov silt til grus. I grensetilfeller kontrolleres begge. I tillegg kontrolleres sikkerhet mot bunnheving dersom lagdelingen tilsier det. Anleggstekniske forhold som influerer på byggegropstabiliteten vurderes også.

11.5.1 Bunnoppressing

Sikkerheten mot bunnoppressing kontrolleres ved en totalspenningsanalyse i bruddgrensetilstanden. Sikkerheten uttrykkes ved partialfaktor for materialfasthet (γ_M) som beregnes ved følgende bæreevneformel:

$$\gamma_M = \frac{N_c \cdot c_u}{\gamma \cdot z + q_d - p_d} \quad (11.5.1-1)$$

MERKNAD hvor

N_c = dimensjonsavhengig bæreevnefaktor, (se [figur 11.5.1-1](#))

c_u = representativ udrenert skjærfasthet

γ = midlere tyngdetetthet over graveplanet

z = gravedybde

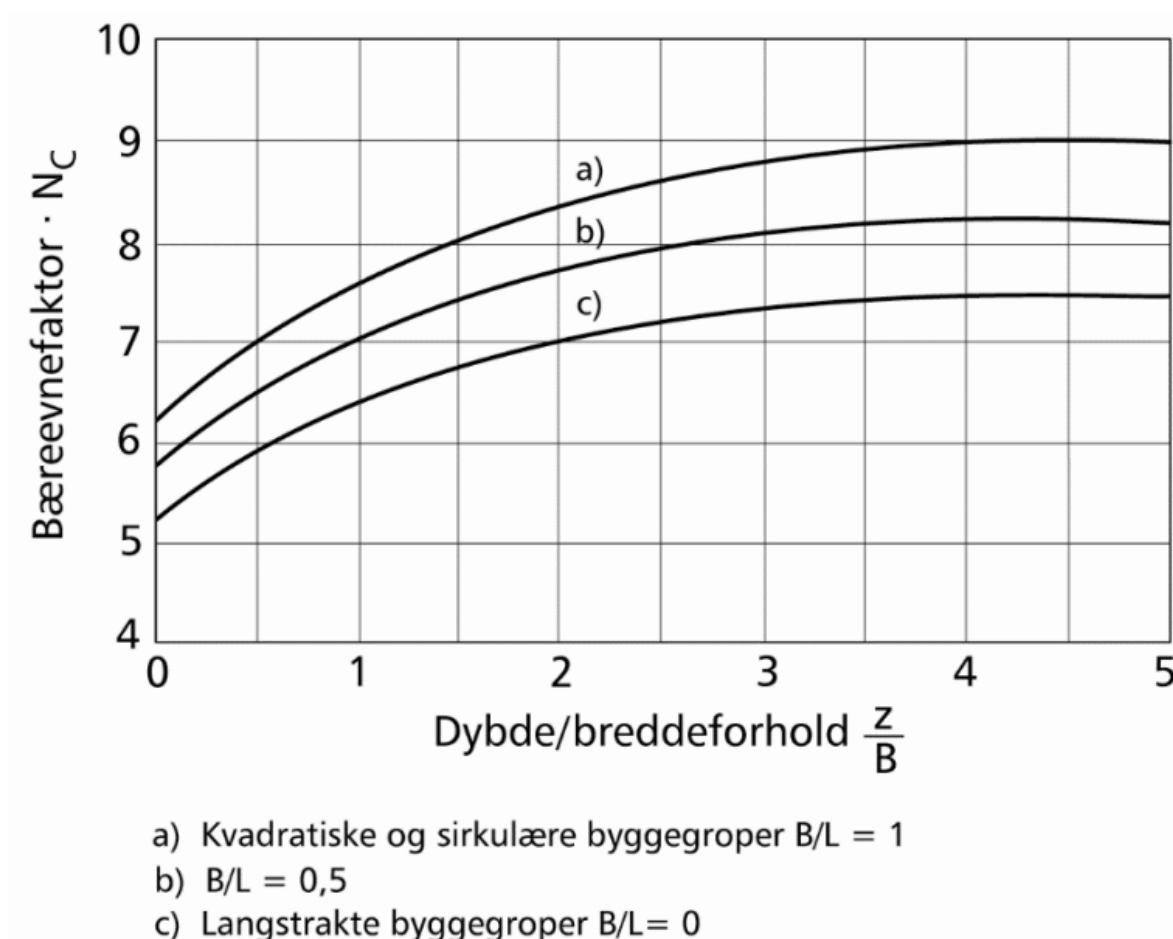
q_d = dimensjonerende terrengbelastning

p_d = dimensjonerende trykk mot bunn av byggegrop (f.eks. vekt av vann ved vannfylt grop)

Representativ udrenert karakteristisk skjærfasthet (c_u) settes lik en forsiktig anslått middelvei ned til en dybde lik $2/3 \cdot B$ under utgravingens bunn, med spesiell vekt på svært bløte lag innenfor en dybde på $1,5 \cdot B$, der B er utgravingens bredde.

Partialfaktorer for lastvirkninger settes til $\gamma_G = 1,0$ for tyngdetetthet av jord (og vann) og $\gamma_Q = 1,3$ (eller 0 hvis gunstig) for variable laster i samsvar med dimensjoneringsmetode 3 iht. til Eurokode 0 [2].

Partialfaktor for materialfasthet γ_M skal samsvare med verdier gitt i vegnormal [N200:2024, Tabell 1.4.2—1](#) og [N200:2024, Tabell 1.4.2—2](#) [1].



Figur 11.5.1—1 — Diagram for bestemmelse av bæreevnefaktoren N_c . (Etter NGI Publikasjon nr. 16 [218])

11.5.2 Hydraulisk grunnbrudd

For utgravinger under grunnvannstanden i friksjonsjordarter (dvs. fraksjonene fra silt til grus) vil det oppad rettede strømningstrykket kunne bli så stort at hydraulisk grunnbrudd oppstår. Dette skjer når det vertikale strømtrykket ($S_{dst,d}$) er lik den neddykkede tyngdetetthet av løsmassene under traubunn ($G'_{stb,d} = \gamma'$) :

$$(S_{dst,d} = i \cdot \gamma_w) \quad (11.5.2—1)$$

$$i \cdot \gamma_w = \gamma' \quad (11.5.2—2)$$

Den grenseverdien for gradienten som ved oppad rettet strømning fører til hydraulisk grunnbrudd, (i_c) er derved gitt ved uttrykket:

$$i = i_c = \frac{\gamma'}{\gamma_w} \quad (11.5.2-3)$$

Ved ferdig utgraving er det derfor nødvendig at den største opptredende utløpsgradient (i_0) ved bunnen av utgravingen er mindre eller lik den tillatte, dvs.:

$$i_0 \leq \frac{i_c}{\gamma_{G;dst}} = \frac{\gamma'}{\gamma_{G;dst} \cdot \gamma_w} = \frac{\gamma'}{\gamma_{w;d}} \quad (11.5.2-4)$$

hvor:

$\gamma_{G;dst}$ = partialfaktor for lastvirkning (og i_0 er bestemt for HGV).

I Eurokode 7 – del 1 [3] er det angitt at $S_{dst,d} \leq G'_{stb,d}$, og det er gitt krav til partialfaktorer for lastvirkninger hvor $\gamma_{w,d} = \gamma_{G,sup} \cdot \gamma_w$ og $\gamma_{G,sup}(\gamma_{G;dst}) = 1,35$.

Dette er å oppfatte som en minimumsverdi for $\gamma_{G;dst}$. Ut fra norske erfaringer jf. NGI Publikasjon nr. 16 [218] anbefales følgende verdier:

For midlertidige utgravninger i homogen grus og grov sand anbefales det å bruke $\gamma_{G;dst} \geq 1,5$, mens det i homogen fin sand anbefales å bruke $\gamma_{G;dst} \geq 2,0 - 2,5$.

Det er også viktig å være klar over at selv om man ikke direkte får utløst hydraulisk grunnbrudd, så vil all vertikal strømningsgradient oppad i byggegropen føre til redusert effektiv vertikalspenning under gravenivå. Passiv jordtrykkskapasitet blir da tilsvarende redusert. Dette vil kunne tas hensyn til ved at en beregner vertikal effektivspenning etter:

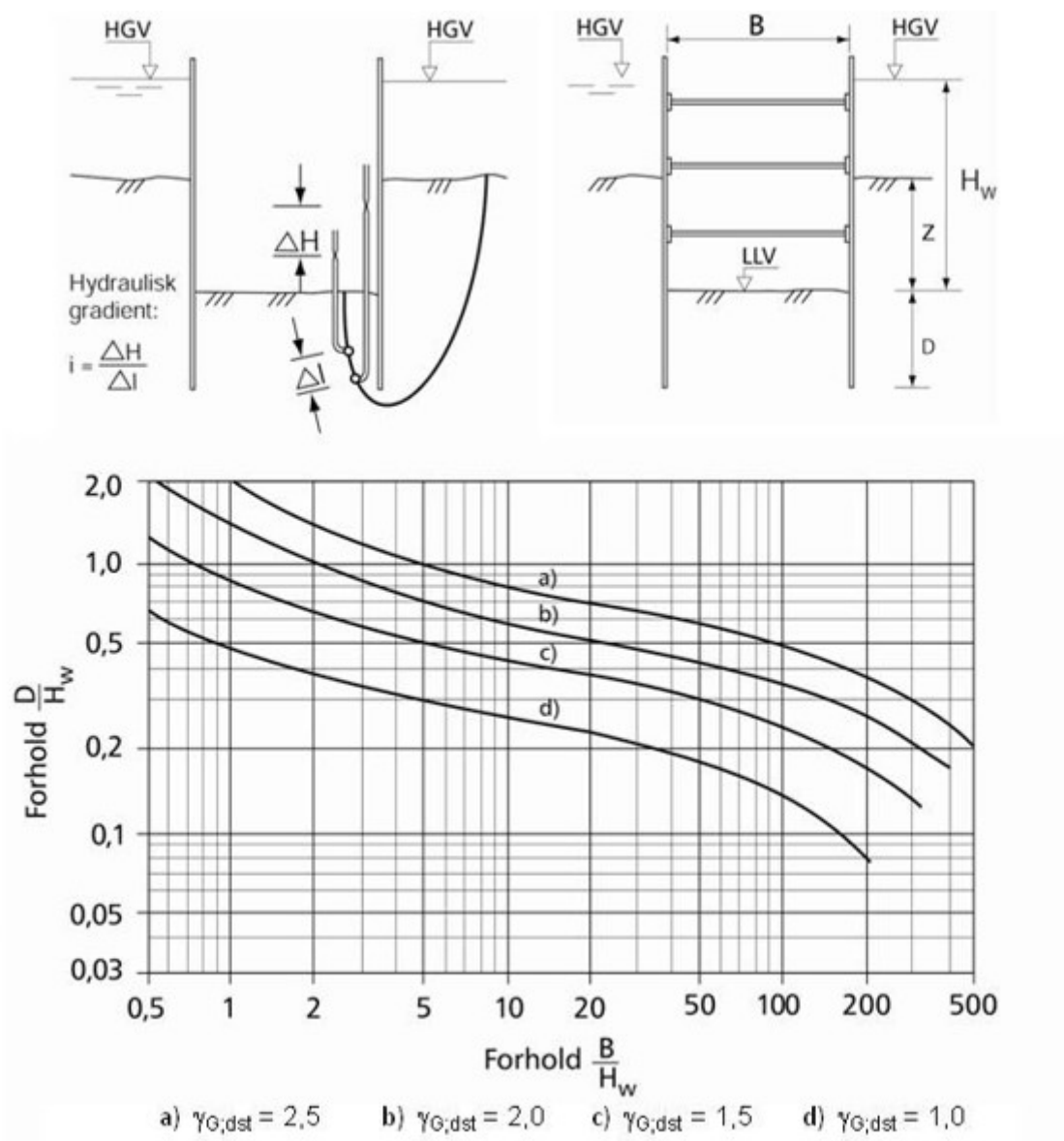
$$\sigma_v' = d \cdot (\gamma' - i \cdot \gamma_w) \quad (11.5.2-5)$$

MERKNAD hvor

i = gjennomsnittlig gradient

d = er dybde under gravenivå

Utløpsgradienten (i_0) vil kunne bestemmes ved hjelp av et opptegnet strømnnett, se f.eks kapittel 15. For et spesialtilfelle med utgraving av en langstrakt tørrlagt byggegrop mellom avstivede spuntvegger i homogen sand vil man imidlertid kunne benytte diagrammet i figur 11.5.2-1 for å bestemme sikkerheten mot hydraulisk grunnbrudd.



Figur 11.5.2—1 — Vurdering av sikkerhet mot hydraulisk grunnbrudd for langstrakt tørrlagt byggegrupp mellom avstivede vegger. (NGI Publikasjon nr. 16 [218])

11.5.3 Bunnheving

Ved lagdelt grunn, og spesielt der man etter ferdig utgraving har et tett lag over permeable sandmasser, vil man kunne få en bruddform som er karakterisert ved at større deler av bunnen heves monolittisk. Dette skjer ofte uten forhåndsvarsel.

Ved lagdelt grunn anbefales kontinuerlig overvåking av poretrykk for å kunne iverksette tiltak om nødvendig, eventuelt vil det kunne installeres pumpebrønner for å redusere poretrykket.

Påvisning av tilstrekkelig sikkerhet mot løfting (UPL) skal i henhold til Eurokode 7 – del 1 [3] utføres ved å kontrollere at:

$$V_{dst,d} \leq G_{std,d} + R_d \quad (11.5.3—1)$$

der:

$$V_{dst,d} = G_{dst,d} + Q_{dst,d} \quad (11.5.3—2)$$

11.5.4 Anleggstekniske forhold

Ved lange og/eller dype utgravinger vil det kunne være nødvendig å beregne internstabilitet i byggegropa i lengderetningen samt å angi maksimale gravehøyder. For stabilitetsberegninger henvises det til [kapittel 5](#).

Andre anleggstekniske forhold som vil kunne påvirke stabiliteten av byggegropa er:

- pelearbeider, både rammede og borede peler med oppbygging av poretrykk og erosjon under borearbeider
- tung anleggstrafikk med omrøring av masser under gravenivå
- punktlaster fra kraner eller spesielle anleggsmaskiner

11.5.5 Tiltak for å bedre stabilitet i byggegrop

Dersom det av beregningene fremkommer at stabilitet av byggegrop ikke er tilfredsstillende vil det være nødvendig å iverksette tiltak for å bedre stabiliteten. Mest aktuelt for å forbedre stabiliteten ved fare for hydraulisk grunnbrudd og bunnheving vil være tiltak som reduserer den hydrauliske gradienten. Dette vil kunne gjøres ved å installere lengre spunt, utgraving under vann, alternativt ved nedsetting av brønner (pumpesump, wellpoint/brunnenfilter). For grunnvannssenkning, se veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#). Ved fare for bunnoppressing vil seksjonsvis utgraving, utgraving under vann eller utgraving med annen tilleggslast på gravenivå kunne være aktuelle tiltak. Stabilisering av grunnen med kalksementpeler under graveplanum er også mye brukt. Jetinjisering har også vært benyttet til dette formålet. For kalksementpeler og jetinjisering henvises det til veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#), for kalksementpeler vises det også til NGFs Kalksement-veileder [\[219\]](#). Se også NGFs Byggegruperveiledning [\[33\]](#).

11.6 Avstivninger

11.6.1 Dimensjonerende last – ankere og stivere

Last på utvendige ankere, eventuelt innvendige stivere, vil være forskjellig for de ulike fasene i arbeidet og det er derfor behov for å kontrollere avstivningens kapasitet i alle faser.

Generelt gjelder det at dimensjonerende stiver-/ankerkraft i bruddgrensetilstand, $E_{ULS,d}$, skal beregnes som i kapittel 8.5.1 i Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#):

$$E_{ULS,d} = \max(F_{ULS,d}; \gamma_{serv} \cdot F_{serv,k}) \quad (11.6.1-1)$$

hvor

$F_{ULS,d}$	= ankerkraft funnet med bruddgrenseberegning med redusert jordstyrke, γ_M
$F_{serv,k}$	= karakteristisk ankerkraft funnet i bruksgrensetilstand
γ_{serv}	$\geq 1,35$. Ved utforming av konstruksjonsløsninger og valg av partialfaktorer forutsettes det at pålitelighet ivaretas gjennom robusthet overfor uforutsette hendelser. Derfor velges det ofte å øke denne opp mot 1,5 for kritiske anker og konstruksjonsdeler.

Ulykkessituasjon

Det kontrolleres også for ulykker, dvs. f.eks. bortfall av stiver, anker eller andre ulykker som vil kunne påvirke konstruksjonen. Kontroll av at naboanker/nabostiver (jf. Eurokode 0 [\[2\]](#) og Eurokode 3 - del 5 [\[210\]](#)) vil kunne overta last fra et slikt bortfall utføres i ulykkessituasjon, hvor det har vært vanlig å anta $\gamma_M = \gamma_F = 1,0$ i jordtrykksberegningen. For veiledning til omfordeling av laster i ulike avstivningsnivåer ved bortfall se Brendbekken [\[220\]](#). Puter kontrolleres også for denne lastsituasjonen. I det følgende er

det gitt en mulig framgangsmåte for slike vurderinger. Det understrekes at andre betraktninger vil kunne være like gode; det viktige er å gjøre en vurdering av den faktiske situasjonen.

Det kontrolleres for ankerlaster eller stiverlaster som baserer seg på beregninger i brukstilstanden. Dimensjonerende ankerlast ved ulykke blir da $E_{ALS,d}$:

$$E_{ALS,d} = K_{form} \cdot F_{Serv,k} \quad (11.6.1-2)$$

K_{form} ivaretar overføring av krefter til naboanker ved bortfall av anker. Ettersom avstivingssystemet oftest er relativt stivt i forhold til jordas stivhet, og for å sikre at det ikke oppstår et progressivt brudd av flere ankere, antas det i denne sammenheng ingen jordtrykksreduksjon som følge av bortfall av anker/stiver.

- For bortfall av stivere anbefales $K_{form} = 1,5$.
- For anker i første ankerrad regnes ankerbortfall med formfaktor $K_{form} = 1,3 - 1,5$ avhengig av dybden til berg, dybde til neste utgravingsnivå og stivhet av jord på passiv side.
- For anker i andre ankerrad regnes ankerbortfall med formfaktor $K_{form} = 1,2 - 1,3$ avhengig av dybden til berg, dybde til neste utgravingsnivå og stivhet av jord på passiv side.

11.6.2 Puter

I de fleste tilfeller er det med vanlige ankerlaster fordelaktig å montere puter for å fordele lasten fra jordtrykket via spunt og puter til ankerene eller stiverne. Putene monteres med vinkel slik at momentet opptas om den sterke aksen, sveises til spunten på hver spuntrygg, og tilpasses ankerenes helning ved hjelp av trekantkneker og stegavstivere, se [figur 11.1.1-2](#).

Puter dimensjoneres i bruddgrensetilstanden og kontrolleres for ulykkessituasjon med bortfall av stiver/anker.

Stiver-/ankerlastene beregnes i samsvar med [kapittel 11.6.1](#). De statiske beregningene angis enten som linjelast eller som last per anker/stiver. Er beregnet linjelast horisontal, og ankerene har en helningsvinkel α , så beregnes horisontal last om til last i ankerretningen ved å dividere med $\cos(\alpha)$.

For dimensjonering av puter brukes et forenklet lastbilde ved å fordele punktlastene til en linjelast, q . Eksempelvis i bruddgrensetilstand blir dimensjonerende linjelast:

$$q_{ULS,d} = \frac{E_{ULS,d}}{cc_{st}} = \frac{\max(F_{ULS,d}; \gamma_{serv} \cdot F_{Serv,k})}{cc_{st}} \quad (11.6.2-1)$$

MERKNAD hvor

cc_{st} = senteravstand mellom stivere eller ankere

Der det ikke benyttes puter, dokumenteres lastfordelingen mellom ankerene mot spunten på annen måte.

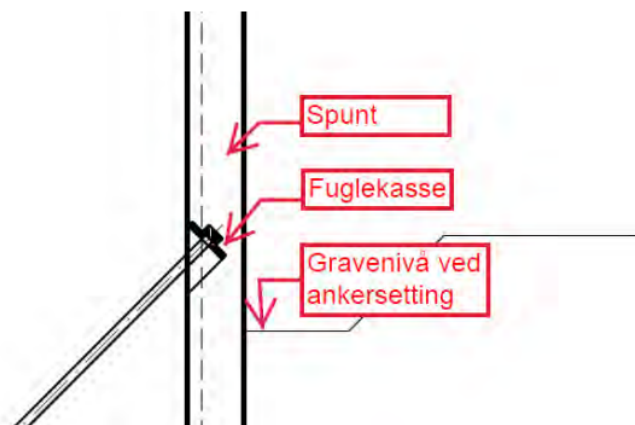
Uten pute

Innfesting av ankere i en spuntvegg vil kunne gjøres på flere måter. Har man liten senteravstand mellom ankerene (ett anker per spuntbuk) og liten vinkel fra horisontalen på disse, vil ofte ankerhodet kunne festes rett i hver spuntbuk av spuntveggen på en fordelingsplate. Selvborende løsmasseankere brukes ofte med slike enkle innfestinger.

Fuglekasser

Er det trangt om plassen mellom spuntvegg og f.eks. prosjektert konstruksjon på gravesiden vil man kunne forankre noe større ankerlaster, med større vinkel fra horisontalen på ankeret, ved å montere såkalte fuglekasser for hvert anker, se [figur 11.6.2-1](#). Det vil som regel være nødvendig å plassere ankere i hver spuntbuk for å unngå behov for avstiving av spuntvegg mellom ankerene. Det vil også kunne etableres varianter der det monteres pute på toppen av støtteveggen.

Det anvendes elastisitetsteori ved kapasitetsberegning av ankerfestet. Ved vurdering av ulykker i bruddgrensetilstanden vil plastifisering kunne brukes og kapasitetsberegning gjøres med flytelinjeteori i spuntveggen. Det henvises til stålstandardene for beregningsmetodikk; Eurokode 3 - del 5 [210] og Eurokode 3 - del 1-1 [213].



Figur 11.6.2—1 — Fuglekasse satt i spuntbuk for lisseanker, alternativ der det ikke er plass til puter. Foto: Grete Tvedt

11.6.2.1 Temporære puter, prosjekteringsprinsipper

For kritiske snitt kontrolleres høyeste beregnede linjelast for putene i bruddgrensetilstanden. Det benyttes kritisk fase uavhengig om dette er i permanent eller midlertidig fase.

Det utføres konstruktive tiltak for å sikre at putene er kontinuerlige og fastholdt mot vipping. Tiltak mot vipping er spesielt viktig ved senteravstand over 3 m mellom ankerene.

I bruddgrensetilstanden (Ultimate Limit State – ULS)

Ved en idealisert situasjon med jevnt fordelt last på kontinuerlig bjelke over mange opplegg, blir teoretisk momentbelastning for puten lik:

$$M = \frac{q \cdot cc_{st}^2}{12} \quad (11.6.2.1—1)$$

Momentkapasiteten til putene kan regnes ut fra en slik antagelse om jevnt fordelt last på kontinuerlige puter uten vipping. Men for en eksakt beregning med et begrenset antall kontaktpunkter mellom vegg og pute, vil ikke dette være korrekt. For å ta hensyn til dette og andre geometriske ujevnheter i forhold til den idealiserte modellen, legges det vanligvis inn en fordelingsfaktor, $K_{ford} = 1,2$ jf. Johansen [221] (forveksles ikke med K_{form}). Som det framgår av det følgende, er det rom for utøvelse av faglig begrunnet skjønn ved valg av fordelingsfaktor.

$$M_{ULS,d} = K_{ford} \cdot \frac{q_{ULS,d} \cdot cc_{st}^2}{12} \quad (11.6.2.1—2)$$

MERKNAD hvor

cc_{st} = senteravstand mellom stivere/ankere

$q_{ULS,d}$ = dimensjonerende bruddgrenselast i ankerenes retning vinkelrett på putene

Har man korte eller lite kontinuerlige puter vurderes det å øke K_{ford} opp mot 1,5. I tillegg vil faktoren kunne brukes til å ta hensyn til spesielle situasjoner som planlegges, for eksempel $K_{ford} = 1,4$ for nedre pute hvis det graves seksjonsvis til avstivende magerbetongplate på planum.

Dimensjonering av puter utføres med partialfaktor for materialfasthet i stålet lik $\gamma_{M0} = 1,05$ iht. Eurokode 3 - del 5 [210]. Installert pute velges slik at kombinert elastisk motstandsmoment (W_{el}) oppfyller:

$$W_{el} \cdot f_y / \gamma_{M0} \geq M_{ULS,d} \quad (11.6.2.1-3)$$

I ulykkessituasjon

Også for puter opptrer ulykkessituasjon ved stiverbortfall eller ankerbrudd. Det vurderes i hvert enkelt tilfelle om det er behov for at ulykkessituasjonen dekkes opp med ekstra ankere i hver puteende. Tilstanden kontrolleres med linjelaster beregnet i bruksgrensetilstanden, $q_{Serv,k}$.

Lastnivået mot puta, $q_{Serv,k}$, avhenger av oppspenningsnivået. Ved dimensjonering av puter i ulykkessituasjon aksepteres det at flyteledd med betydelig lokal deformasjon i puter og spuntvegg oppstår. Ved slik deformasjon vil jordtrykket lokalt kunne falle på grunn av restkapasitet i jorda ned mot aktiv jordtrykksgrense. 3D-effekter vil kunne gi ytterligere reduksjon i jordtrykket. Mulighet for revidert statisk beregning som tillater større deformasjon og lavere jordtrykk vurderes.

Plastisk flytning i stålputer fører i en del tilfeller til store deformasjoner uten at brudd i putene oppstår. I motsetning til for ankerene der naboanker i stor grad forutsettes å overta kraften fra et anker som ryker, vil jordtrykket lokalt til beregning av moment i putene kunne antas redusert som følge av utbøying i ulykkestilstand. For putene kan det derfor eventuelt legges inn en reduksjonsfaktor, λ_{red} mellom 0,7 – 1,0 for å modellere slik lokal reduksjon i jordtrykket. Reduksjonen bestemmes i hvert enkelt tilfelle og avhenger bl.a. hvor stor mobiliseringen av skjærfasthet i jorden er i bruksgrensetilstanden, samt geometrien av støttekonstruksjonen. Reduksjonsfaktor mindre enn 1,0 brukes med forsiktighet dersom jordas skjærfasthet bak støtteveggen allerede er hardt utnyttet i bruksgrensetilstanden, eller blir omrørt og svekket ved store deformasjoner knyttet til anker- eller stiverbortfall.

Med 3 flyteledd i putene fås:

$$M_{ALS,d} = \lambda_{red} \cdot q_{Serv,k} \cdot (2 \cdot cc_{st})^2 / 16 = \lambda_{red} \cdot q_{Serv,k} \cdot cc_{st}^2 / 4 \quad (11.6.2.1-4)$$

MERKNAD hvor

cc_{st} = prosjektert senteravstand mellom ankerene før stiver-/ankerbruddet

$q_{Serv,k} = F_{serv,k} / cc_{st}$ er karakteristisk linjelast i ankerenes retning i bruksgrensetilstand

Partialfaktor for materialfasthet i stål γ_M settes til 1,0, og det brukes plastisk motstandsmoment W_{pl} for å beregne installert momentkapasitet. Installert kapasitet velges slik at:

$$W_{pl} \geq M_{ALS,d} / f_y \quad (11.6.2.1-5)$$

($W_{pl} \approx W_{el} \cdot 1,2$ for UNP-profiler jf. tabeller fra leverandør. Forholdet varierer for ulike typer profiler som brukes i putene.)

11.6.2.2 Permanente puter, prosjekteringsprinsipper

I tillegg til vurderingene for temporær spunt, vurderes bestandighet i den permanente situasjonen. Putene korrosjonsbeskyttes dersom de blir stående blottlagte i en permanent tilstand.

Det utføres ingen spesielle beregninger for puter under disse forutsetninger. Installert momentkapasitet korrigert for korrosjonsmonn kontrolleres mot dimensjonerende moment i bruddgrensetilstanden for den permanente fasen.

11.6.3 Innvendige avstivninger

Innvendige avstivninger/stivere vil kunne benyttes ved mindre utgravninger og der det er økonomisk gunstig og/eller det er vanskelig å sette ankere pga. grunnforhold, plassforhold, nabobygg eller lignende. Boring av ankere under grunnvannstand vil kunne føre til lekkasjer via ankere og anker gjennomføringer

som igjen vil kunne føre til senkning av grunnvannstand. Innvendig avstivning vil da kunne være et alternativ. Det er mulig å forspenne stålprofiler.

Som innvendig avstivning benyttes i dag for det meste stålprofiler samt støpte betongdekker (f.eks. bunn/tak i tunneler). Dersom det benyttes magerbetonglag som stiver anbefales det å bruke en tykkelse på minimum 15 cm. Videre, spesielt ved større spenn, anbefales nettarmoring i magerbetongen. Ved fare for bunnheving ved dype utgravinger i leire vurderes medfølgende fare for knekking av magerbetonglaget.

Dimensjonerende trykkapasitet for en stiver N_{Rd} beregnes etter følgende formel:

$$N_{Rd} = A_{st} \cdot \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad (11.6.3-1)$$

MERKNAD hvor

A_{st} = areal av stiver mot spuntvegg

f_y = er materialfasthet for stivermaterialet

γ_{M0} = 1,05 (partialfaktor for materialfasthet for stål)

Stiveren kontrolleres i tillegg for bøyning fra egenvekt, og mot knekking. For knekkingsberegninger vises det f.eks. til stålstandarden (Eurokode 3 – del 1-1 [\[213\]](#)). Imidlertid gjøres oppmerksom på følgende; dersom det er ønskelig å øke kapasiteten til stiveren vil knekk lengden kunne minskes for det aktuelle profilet ved å helseveise stiveren til puta. Stiveren vil da kunne regnes delvis innspent. Innspenningsgraden vil avhenge av stivhet/slankhetsforholdet til stiveren relativt til putas stivhet, stegavstiver og putas innfesting til spunt i over- og underkant. Dermed vil relativt slanke stivere kunne regnes som delvis eller fullt innspent i begge ender. Et annet alternativ for å oppnå redusert knekk lengde vil være fastholding på midten.

Der det benyttes profiler med forskjellig stivhet mot knekking om x- og y-aksen, er det viktig å beskrive hvordan stiveren orienteres, for å utnytte den sterke aksene til for eksempel å bære tyngden av stiveren. Det tas hensyn til fare for endret kraftopptak i stivere grunnet temperaturendringer. Ved direkte sollys og økt lufttemperatur vil temperaturen i stålstivere kunne stige vesentlig og føre til økte krefter på grunn av temperaturutvidelse.

Ofte utvikles/veksler krefter og spenninger i konstruksjonen under utgraving inntil støttekonstruksjonen. Det er nødvendig å holde nøye kontroll med- og foreta nødvendige utbedringer etter hvert dersom kontakten mellom spunt og stiverlag eller selve opphenget av bjelker og stivere skulle ha tendens til å svikte. En ganske vanlig feil er at man etablerer plattformer for maskineri eller til lagring av materialer oppå stivere som ikke er dimensjonert for dette.

11.6.4 Ankere

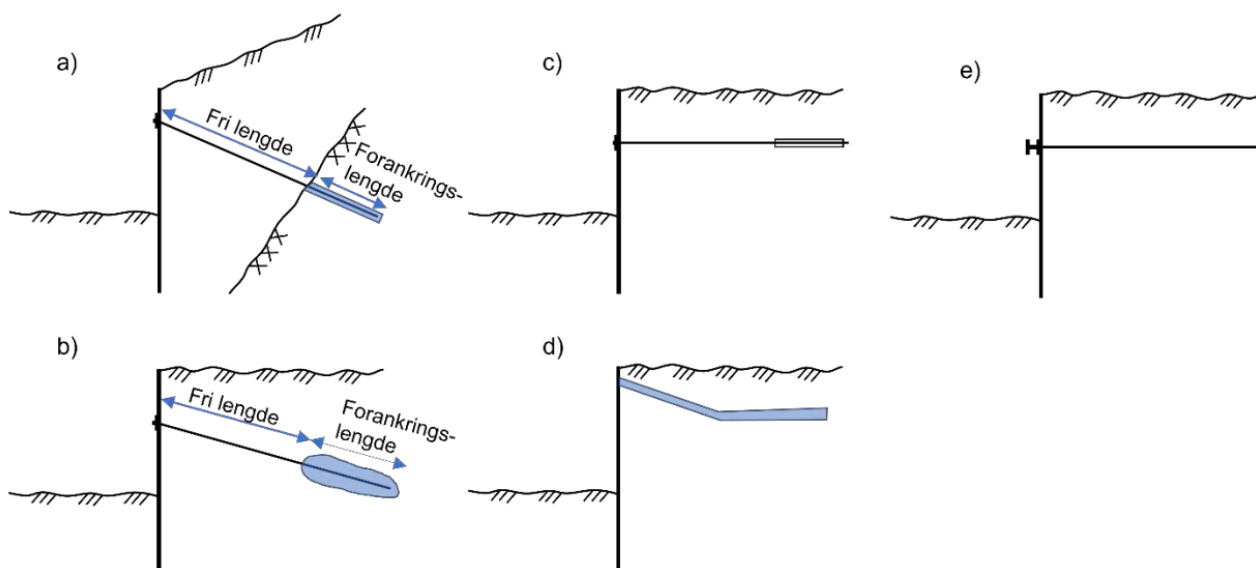
11.6.4.1 Generelt

Dersom man ikke har mulighet til å bruke innvendig avstivning er det for dypere utgravinger vanligvis aktuelt å ta opp en del av horisontalkreftene ved utvendige strekkankere. Samme behov vil også kunne gjelde for støttemurer og landkar. For prosjektering av støttemurer og landkar vises det til [kapittel 10](#). [Figur 11.6.4.1—1](#) viser prinsippsskisser for forskjellige typer forankringer. Beregningsgrunnlaget for en del av disse gjennomgås i det etterfølgende.

Tradisjonelt har slike forankringer gjerne blitt kalt for stag, eller strekkstag. I de aller fleste tilfeller spennes et anker opp til en ønsket kraft. I Eurokode 7- del 1 [\[3\]](#) defineres dette nå som *etterspente ankere*. To ankertyper brukes:

- 1) Lisseanker - et anker satt sammen av et antall med lisse/wire av stål som kappes fra en kveil
- 2) Stanganker - et anker bestående av prefabrikkerte stenger som skjøtes med muffer (skjøt i forankringssonen bør ikke anvendes iht. NS-EN 1537 Stagforankringer [\[222\]](#)).

Betegnelsen anker eller forankring benyttes for det som omfatter hele ankeret. Begrepet stag er fortsatt brukt noen steder, men begrenser seg da til selve strekklegemet (stang eller lisse) i ankeret.



Figur 11.6.4.1—1 — Ulike typer forankringer; a) berganker, b) løsmasseanker, c) horisontal forankringsplate, d) friksjonsplate, e) vertikal forankringsvegg

Komponentene i et anker er forankringshodet (låsehodet), en fri ankerlengde gjennom løsmasser samt forankringslengden i løsmasser eller i berg. Ankerets dimensjonerende kapasitet i bruddgrensetilstand er avhengig av stålets indre motstand ($F_{t,Rd}$) samt av forankringens ytre geotekniske motstand ($R_{ULS,d}$). Begge disse skal i henhold til Eurokode 7 – del 1 [3] være større enn dimensjonerende verdi av lastvirkningen ($E_{ULS,d}$). Førstnevnte beregnes ut fra Eurokode 2 – del 1-1 [212] for lisseankere, Eurokode 3 – del 1-1 [213], Eurokode 3 – del 1-11 [214] og Eurokode 3 – del 5 [210] for stangankere, mens ytre geotekniske motstand i hovedsak bestemmes i samsvar med Eurokode 7 – del 1 [3].

$$E_{ULS,d} \leq \min(F_{t,Rd}; R_{ULS,d}) \quad (11.6.4.1—1)$$

For permanente ankere med beregnet brukstid mer enn to år skal det iht. NS - EN 1537 Stagforankringer [222] tas hensyn til korrosjon, samt at ståldelene i en midlertidig konstruksjon skal ha beskyttelse som vil hemme eller hindre korrosjon i prosjektert brukstid. Leveranse av ankere og utførelse skal tilfredsstille NS-EN 1537 Stagforankringer [222].

Ankere som går inn under naboeiendom nedspennes normalt når utbygging er ferdig. Det er en god regel å nedspenne alle midlertidige stag. Permanente ankere under nabo fører til framtidig begrensning for bruk av naboens tomt og det anbefales derfor å unngå dette i størst mulig grad, ev. inngås spesiell avtale på dette. Avtale med nabo er også nødvendig for midlertidige ankere som ikke fjernes.

Frilengde

Ankere bør ifølge Eurokode 7 – del 1 [3] utføres med en frilengde $L_{ff} > 3$ m for stangankere og $L_{ff} > 4$ m for lisseankere. Generelt vil en større frilengde enn dette være fordelaktig. Byggegrøpveiledningen [33] og R762 Prosesskode 2 [223] anbefaler frilengden (L_{ff}) til å være minst 5 meter. Dette kravet kommer hovedsakelig fra behov om nok elastisitet i ankeret til at oppspenning, prøvebelastning og avlåsning av oppspenningskraft blir mulig. Det er viktig at tilstrekkelig frilengde sikres, og at denne utføres på en måte som hindrer friksjon. Dette for å unngå å måle ankerkapasitet innenfor deler av staget der ankerlast ikke aksepteres (i aktiv jordtrykksone).

Prøvetrekking av ankere uten frilengde vil ha liten hensikt siden det da er kontaktspenning mellom mørtel i forankringsone og støttevegg som testes, slik at man ikke får en fullverdig prøving av lastoverføringen til jord eller berg.

Det er uansett viktig at den frie lengden strekker seg helt tilbake til forankringssonen hvor lasten tas (bak aktiv jordtrykksone). Dette fordi ankerkapasiteten avgjøres ved prøvebelastning, og for at man ikke måler på kapasitet av heft i et løsmassevolum der forankring ikke er akseptabelt.

11.6.4.2 Injiserte ankere – Installert indre konstruksjonsmotstand

Ankerets indre dimensjonerende konstruksjonsmotstand ($F_{t,Rd}$) er avhengig av type stål, utforming og dimensjoner. Ankerprodusentene oppgir vanligvis veiledende verdier. Videre tas det hensyn til forhold under installasjon og bruksperioden til ankerene.

For gjengede og ugjengede stangankere med flytespenning inntil 800 MPa skal kapasiteten beregnes etter kapittel 7.2 i Eurokode 3 - del 5 [210].

For lisseankere (spenntau) er retningslinjer for dimensjonering gitt i Eurokode 2 – del 1-1 [212]. Det henvises for øvrig til Byggegruppveiledningen [33].

11.6.4.3 Ytre geotekniske motstand

Valstad [224] gir mye informasjon om definisjoner, type ankere og dimensjonering av dem. Prosjekterende bestemmer nødvendig konstruksjonsmotstand og geoteknisk motstand for ankerene. Dette inkluderer bla.:

- ankertype: stang- eller lisseanker
- permanent korrosjonsbeskyttelse eller ikke
- krevd motstand i bruddgrensetilstand $R_{t,d}$ og eventuelt i bruksgrensetilstand.
- hoveddimensjoner: frilengde og forankringslengde, ev. borhulldiameter.
- ev. krav til lekkasjetesting (vanntapsmåling) og injisering av berghull
- kriterier for ev. egnethetsprøving, og godkjenningsprøving
- minimum ståltverrsnitt
- prøvelast P_p
- låselast, P_0
- helning og retning (unngå ev. hindringer i grunnen)

Ankrenes geotekniske motstand og forankringslengde kan bestemmes ut fra relevant erfaring og beregningsmodeller beskrevet i etterfølgende delkapitler. Andre beregningsmodeller kan også brukes, forutsatt relevant erfaringsgrunnlag. Oppnådd tilstrekkelig motstand verifiseres ved godkjenningsprøving av alle ankere. Prøvelast skal iht. Eurokode 7 – del 1 [3] relateres til dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden.

Prøving

Den geotekniske motstanden skal etter Eurokode 7 – del 1 [3] kontrolleres ved prøving. Prøving deles inn i tre kategorier iht. NS-EN 1537 Stagforankringer [222] og NS-EN ISO 22477-5 Prøving av injiserte forankringer [225]:

1) Undersøkelsesprøving

Brukes for å bestemme mulig kapasitet av et anker, gjerne for å gi grunnlag til prosjekteringsarbeidet. Brukes bare dersom man ønsker å ta i bruk nye typer ankere, eller kjente ankertyper i grunnforhold der man ikke har erfaring med ankertypen. Ankerene lastes til brudd, og for å få brudd i ankerets innfesting i grunnen er det oftest behov for kraftigere ståldimensjon i ankeret enn planlagt brukt i produksjonsankerene. Utføres som en del av forundersøkelsene/ grunnundersøkelsene.

2) Egnethetsprøving

Brukes for testing av valgt anker i de stedlige grunnforhold, spesielt dersom man har lite erfaring fra slike ankere brukt i de lokale forholdene. Prøvingen undersøker ankertypens egnethet til å holde prøvelasten P_p i stedlige grunnforhold. Utføres innledende ved oppstart av entreprenørens arbeid som en del av kontrakten. Vil kunne utføres på ankere som senere brukes i konstruksjonen.

3) Godkjenningssprøving

Prøvebelastning for kontroll av hvert enkelt anker. Dette er etablert praksis i Norge.

Tilsynelatende fri ankerlengde

Alle prøvingene gir også informasjon om *tilsynelatende fri ankerlengde*, L_{app} . L_{app} kalles ofte også *elastisk lengde* og beregnes ved å ta produktet av målt deformasjon, stagets tverrsnittareal og E-modul, og dividere med tilhørende lastinkrement.

$$L_{app} = \Delta s \cdot A \cdot E / \Delta P \quad (11.6.4.3-1)$$

Sammenlignet med prosjektert eller tilsiktet/utført fri lengde for ankeret, sier L_{app} noe om hvor tøyelig eller bevegelig selve ankersonen til ankeret er. Eventuelt om gyst lengde har blitt lenger enn tilsiktet ved at målt L_{app} er mindre enn ønsket fri lengde. For ankere til berg kontrolleres det at L_{app} ikke er mye forskjellig fra reell lengde ned til berg. Elastisk lengde er ofte input til analytiske regneprogrammer for samvirkeberegninger. R762 Prosesskode 2 [223] stiller krav til maksimalt avvik i L_{app} relativt til prosjektert lengde. Gjeldende versjon av nasjonalt tillegg (NA) i Eurokode 7 - del 1 [3] stiller ikke slikt krav.

Leveranse og utførelse av ankere

NS-EN 1537 Stagforankringer [222] angir krav til leveranse og utførelse av ankere. NS-EN ISO 22477-5 Prøving av injiserte forankringer [225] utdyper dette ytterligere.

Følgende omfang for prøving av ankere kreves i henhold til Eurokode 7 - del 1 [3]:

- Det stilles ikke krav om å utføre undersøkelsesprøving.
- For ankere i løsmasser eller dårlig berg skal det utføres egnethetsprøving på minst 3 ankere i representative grunnforhold. For ankere i godt berg er ikke slike tester krevd.
- Godkjenningssprøving skal utføres på alle ankere.

Framgangsmåte for etablering av ankere både forankret i berg og i løsmasser er relativt grundig beskrevet i prosess 83.7 i R762 Prosesskode 2 [223]. I tillegg gjelder også NS-EN ISO 22477-5 Prøving av injiserte forankringer [225].

11.6.4.4 Oppspenning av ankere med godkjenningssprøving

Før oppspenningen av produksjonsankere med godkjenningssprøving foretas kalibrering av utstyret (jekk og manometer) og dokumentasjon forelegges byggherren.

Oppspenningsprosedyre vil kunne prosjekteres og beskrives spesielt. For ordinær oppspenning og prøving følges prosedyren i R762 Prosesskode 2 [223], eller prøvingsmetode 3 beskrevet i NS-EN ISO 22477-5 Prøving av injiserte forankringer [225].

Følgende kriterier gjelder for valg av prøvelast P_p : Prøvelast skal iht. Eurokode 7 - del 1 [3] relateres til dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden.

$$P_p \geq \gamma_{a;acc} \cdot E_{ULS,d} \text{ hvor } \gamma_{a;acc} = 1,1 \quad (\text{kap. 8.6.2 i Eurokode 7 - del 1 [3]})$$

Prøvelasten skal i tillegg ligge innenfor begrensninger for stålets kapasitet gitt i NS-EN ISO 22477-5 Prøving av injiserte forankringer [225].

Dersom det er behov for minst mulige deformasjoner av konstruksjon og terrenget bak, vil man ofte spenne opp ankeret til noe som balanserer jordtrykket i in situ-tilstanden, eller til beregnet ankerlast i bruksgrensetilstand. Samtidig er det nødvendig at det balanseres slik at ankeret ikke blir så stivt at det blir vanskelig å tøyne det tilstrekkelig til å låse av ankeret på ønsket last. Det er forskjellige begrensninger på hvor lavt forspenningslasten P_0 vil kunne settes for forskjellige oppspenningssystemer. For lisseankere som låses med kiler settes låselasten i samsvar med leverandørens anvisninger jf. Byggegropveiledningen [33].

Ved etablering av forspenningslasten kompenseres det for låsetap ved å overspenne ankeret med en belastning som korresponderer med låsetapsdeformasjonen i det aktuelle lastintervallet. Dette gjøres ved at ankeret har tilstrekkelig frilengde i løsmasser eller ved at foringsrør bores ekstra dypt ned i berg.

Under prøveoppspenning er det viktig at lastnivåer for ankerene beskrevet ovenfor ikke overskrides. Dette av hensyn til puter og konstruksjoner samt ankerets integritet.

Merk at R762 Prosesskode 2 [223] stiller krav til maksimalt avvik i tilsynelatende fri lengde, målt «elastisk lengde» L_{app} , relativt til tilsiktet/planlagt fri lengde, ut over kravet om stabilisert deformasjon.

11.6.4.5 Ytre geotekniske motstand for ankere i berg – teoretisk kapasitet

I henhold til kapittel 8.6.2 i Eurokode 7 – del 1 [3] og kapittel 9.7 i NS-EN 1537 Stagforankringer [222] skal alle ankere prøvebelastes for å dokumentere kapasiteten. Men dette er rent praktisk bare mulig å utføre for ett anker om gangen. Spesielt for bergankere vil det kunne være slik at det er den samlede ankerlasten som påvirker et berglegeme som avgjør om berget går til brudd. Det er derfor behov for at det gjøres beregninger av ankere i grupper eller som linjelaster for å kontrollere bergets kapasitet for slik last.

Uansett vil det kunne være nødvendig å beregne den teoretiske kapasiteten også av enkeltanker forut for oppstart av arbeidene. Dette vil kunne gi føringer for hvor dypt det bores osv.

Et bergankers beregningsmessige ytre geotekniske motstand $R_{ULS,d}$ bestemmes av:

- brudd mellom stagmaterialet og mørtel
- brudd mellom mørtel og berg
- stabilitet av berg mot uttrekking

Det kriteriet som gir største forankringslengde er dimensjonerende.

For den ytre kapasiteten er det innboringslengden i berg (λ) og inngysingslengden (L_{tb}) (forankringslengde) som er avgjørende. λ og L_{tb} beregnes for prøvelasten P_p .

Heft mellom stagmaterialet og mørtel

Kapasiteten avhenger av heften mellom stål og mørtel (jf. R762 Prosesskode 2 [223] og NS-EN 1537 Stagforankringer [222]). Det antas at lasten overføres jevnt fordelt langs hele forankringslengden. Ved bruk av mørtel tilsvarende B30 vil karakteristisk heftfasthet være 2,4 MPa. Med en partialfaktor for materialfasthet på 1,25 blir dimensjonerende heftfasthet $\tau_{d;stål-mørtel} \approx 1,9$ MPa.

Normalt installeres midlertidige lisseankere ved at lissene tres ned enkeltvis i borhullet uten bruk av avstandsholdere i forankringssonen. Ved skrå og horisontale borhull vil lissene da bli liggende som en samlet bunt i bunnen av borhullet. Det vil i slike tilfeller være riktig å benytte en ekvivalent diameter (d_{ekv}) av den samlede bunten med lisser ved beregning av nødvendig forankringslengde og ikke summen av enkeltlisser.

$$L_{tb} = \frac{P_p}{\tau_{d;stål-mørtel} \cdot d_{ekv} \cdot \pi} \quad (11.6.4.5-1)$$

hvor:

$$d_{ekv} = \sqrt{1,2 \cdot n} \cdot d_{lisser} \quad (11.6.4.5-2)$$

Ved permanente ankere installeres lissene med avstandsholdere og summen av enkeltlissenes kapasitet vil da kunne benyttes i beregningene. Dette gir vesentlig kortere forankringslengde og blir ikke dimensjonerende.

$$L_{tb} = \frac{1}{n} \cdot \frac{P_p}{\tau_{d; \text{stål} - \text{mørtel}} \cdot d_{\text{lisse}} \cdot \pi} \quad (11.6.4.5-3)$$

Heft mellom mørtel og berg

Heft mellom mørtel og berg er normalt lavere enn mellom stål og mørtel. Typiske karakteristiske verdier er vist i [tabell 11.6.4.5-1](#). Her forutsettes mørtel som minst tilfredsstiller fasthetsklasse B30 (Eurokode 2 [\[212\]](#)).

Tabell 11.6.4.5-1 — Tabell over karakteristisk heftfasthet mørtel berg for ulike bergarter. Etter Internrapport nr. 2374 [\[226\]](#).

Bergart	Tyngdetetthet (kN/m ³)	Trykkfasthet (MPa)*	Karakteristisk heftfasthet (MPa)
Granitt	ca. 25 - 28	90 - 170	2,0
Gabbro	ca. 27 - 31	18 - 250	2,5
Gneis	ca. 25 - 28	90 - 130	1,5
Kvartsitt	ca. 21 - 25	150 - 170	2,5
Sandstein	ca. 20 - 26	100 - 140	1,2
Kalkstein	ca. 25 - 28	70 - 100	2,0
Leirskifer	ca. 20 - 27	25 - 60	0,5
*De fleste norske bergartene ligger i øvre del av tallområdet			

Dimensjonerende heftfasthet ($\tau_{d; \text{mørtel-berg}}$) beregnes ved å dividere karakteristisk heftfasthet med en partialfaktor for materialfasthet $\gamma_M = 1,25$.

Nødvendig forankringslengde:

$$L_{tb} = \frac{P_p}{\tau_{d; \text{mørtel-berg}} \cdot d_{\text{borhull}} \cdot \pi} \quad (11.6.4.5-4)$$

Stabilitet av berg mot uttrekking

Uttrekkskapasiteter beregnet i dette avsnittet baserer seg på fasthet mot skjærbrudd i berget, og tar ikke hensyn til tyngde av medtatt bergfigur eller av eventuelle overliggende løsmasser. Denne regnemodellen anses som relevant når man har ankerlaster som har hovedkomponent i horisontal retning, slik som ved forankring av spuntvegger. Ved mer vertikal strekkforankring i berg vil andre regnemodeller kunne være mer egnet. Andre metoder basert på dokumentert erfaring er også mulig å bruke.

Normalt vil bergets sprekkesystem og mulig mobiliserbar heftfasthet langs sprekkeplanene i det aktuelle forankringsområdet ikke være kjent. Bergartstype vil imidlertid kunne undersøkes og indikasjoner på grad av oppsprekking vurderes. Fullskalaforsøk med forankringer i berg har vist at bruddlegemet får en konusaktig form. På denne bakgrunn vil det for enkeltanker kunne utledes følgende formel basert på en karakteristisk heftfasthet (τ_k) langs bruddlegemet's kjegleoverflate, se [figur 11.6.4.5-1](#). Siden ankerene ofte er horisontale eller har helning $\leq 45^\circ$ med horisontalen, ser man bort fra tyngde og også skjærmotstand i mulig jordoverdekning da samvirket mellom berg og jord er usikkert. Borelengden i berg for ett anker (λ) finnes ved følgende formel:

$$\lambda = \sqrt{\frac{\gamma_M \cdot P_p}{\tau_k \cdot \pi \cdot \tan \psi}} \quad (11.6.4.5-5)$$

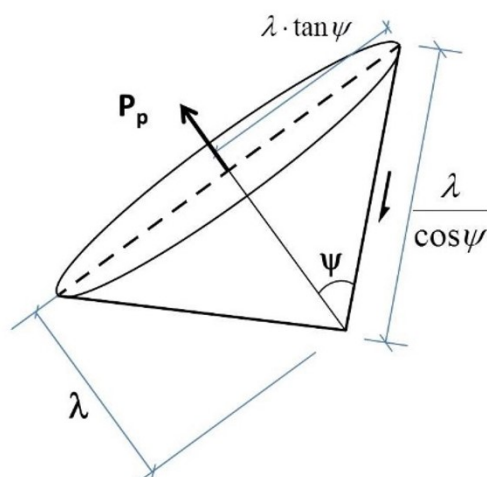
MERKNAD hvor

P_p = prøvelast per anker i kN

γ_M = materialfaktor (vanligvis ≥ 2 , avhengig av kunnskap om bergkvalitet)

ψ = bergmassens bruddvinkel (se [figur 11.6.4.5—1](#))

τ_k = bergmassens karakteristiske heftfasthet på bruddplanet i kPa



Figur 11.6.4.5—1 — Antatt form på uttrekslegeme

Til støtte for valg av bruddvinkel i bergmassen vil indikasjoner beskrevet i [tabell 11.6.4.5—2](#) kunne anvendes. Siden bergoverflaten vanligvis ikke er mulig å inspisere visuelt, baseres antagelse om sprekkemønster på kjerneboring eller informasjon fra nærliggende områder.

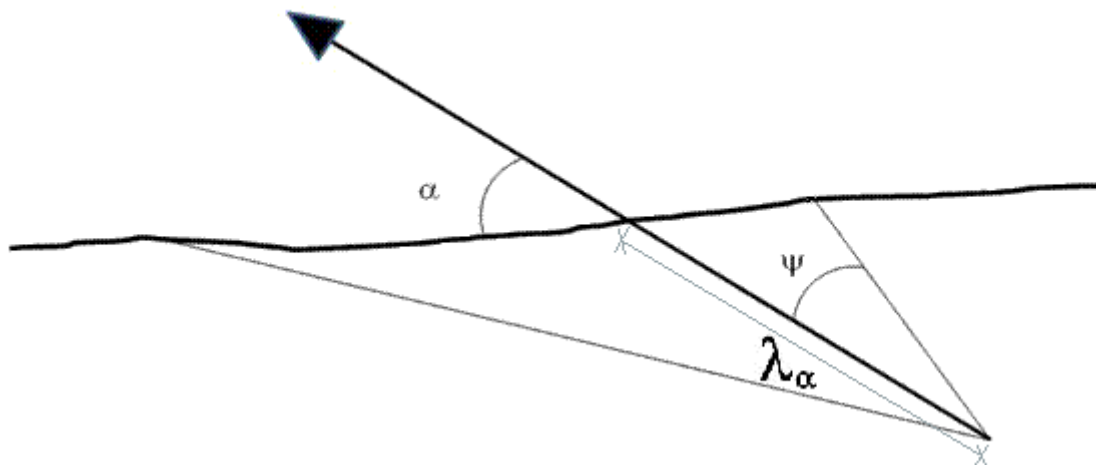
Tabell 11.6.4.5—2 — Tabell til støtte for vurdering av bergets bruddvinkel

Beskrivelse av bergart	Heftfasthet på bruddplan, τ_k (kPa)	Bruddvinkel ψ °
Meget godt berg, ett sprekkeseff med sporadiske sprekker, bergmassens trykkfasthet > 50 MPa.	100 - 200	$\psi_{maks} \leq 45^\circ$
Bergmasser med to sprekkeseff og sporadiske sprekker, bergmassens trykkfasthet 15 - 50 MPa	50 - 100	$\psi_{maks} \leq 40^\circ$
Tre sprekkeseff med sporadiske sprekker, men mindre enn 20 sprekker pr. m ² , bergmassens trykkfasthet < 15 MPa.	50	$\psi_{maks} \leq 30^\circ$

Ved sterkt oppsprukket berg vurderes sementinjeksjon i bergmassen

Siden heftfastheten langs bruddplanet vil kunne utgjøre en kombinasjon av friksjon langs eksisterende sprekkplan og rent skjær i bergmassen, vil fastsettelse av en verdi for τ_k være beheftet med stor usikkerhet. Beregningsmessig synes angitte verdier i [tabell 11.6.4.5—2](#) å gi fornuftige resultater ved å anvende en relativt høy materialfaktor. Der man har god kjennskap til bergart og oppsprekkingsforhold ved mulighet til inspeksjon av blottlagt bergoverflate i nærheten vil $\gamma_M = 2$ kunne benyttes. I andre tilfeller anbefales å benytte $\gamma_M = 3$.

Med spiss vinkel α mellom ankerretning og bergoverflate som vist i [figur 11.6.4.5—2](#) vil grunnlaget for beregningsmetoden med rettvisket konus avvike fra forutsetningene idet uttrekskonen blir skjev. Metoden antas likevel å være anvendelig forutsatt at anbefalte verdier for ψ_{maks} i [tabell 11.6.4.5—2](#) reduseres ved å multiplisere bergmassens bruddvinkel ψ med sine som vist i [tabell 11.6.4.5—3](#).



Figur 11.6.4.5—2 — Spiss vinkel mellom anker og bergoverflate

Tabell 11.6.4.5—3 — Valg av toppvinkel ψ i forhold til vinkel α mellom anker og bergoverflate

Ankervinkel α	Bruddvinkel ψ	Kommentar
$90^\circ \geq \alpha > 40^\circ$	$\psi_{\text{maks}} \leq \psi \cdot \sin \alpha$	
$40^\circ \geq \alpha \geq 30^\circ$		Beregnet λ_a usikker
$\alpha < 30^\circ$		Beregningsmetoden uegnet

Formelen for λ_a hvor effekten av ankervinkelen er medregnet, blir da

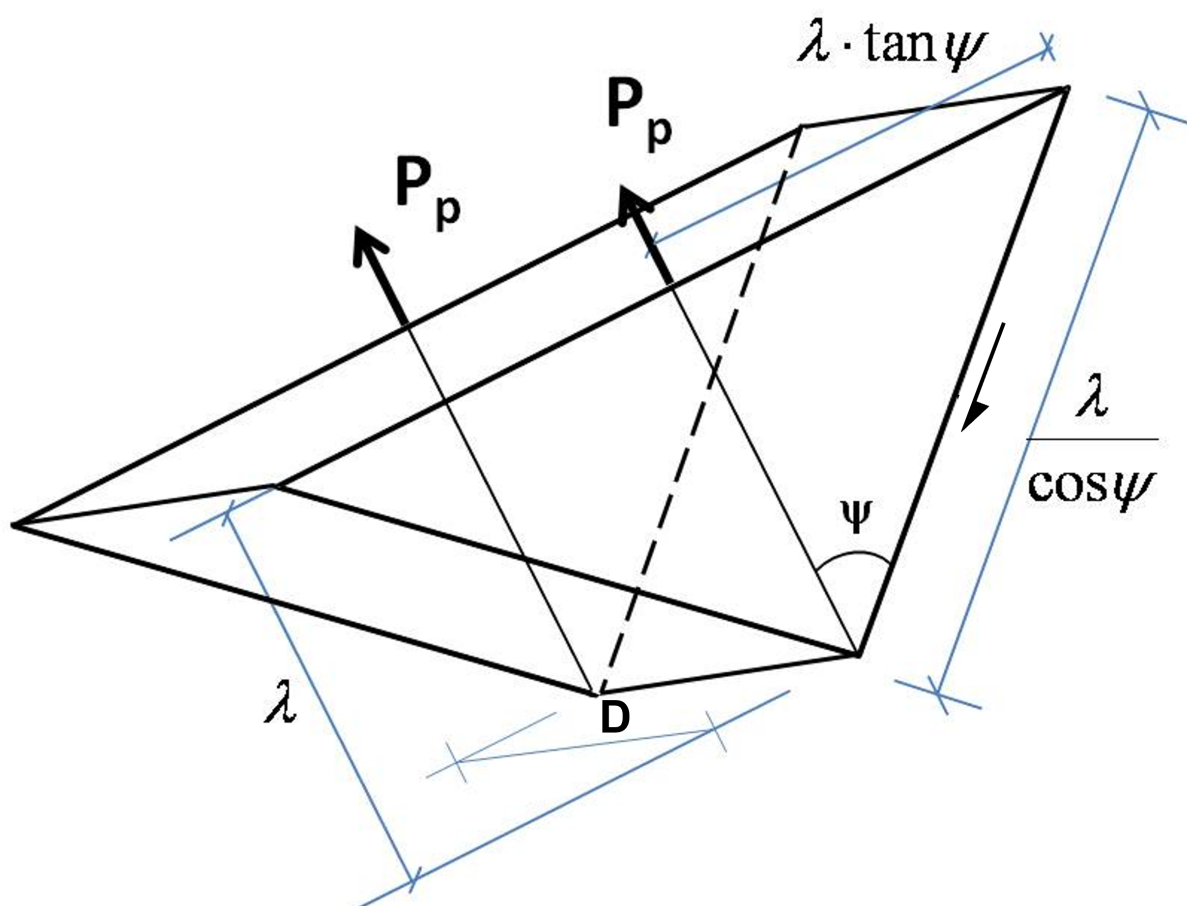
$$\lambda_a = \sqrt{\frac{\gamma_M \cdot P_p}{\tau_k \cdot \pi \cdot \tan(\psi \cdot \sin \alpha)}} \quad \text{for } 90^\circ \geq \alpha \geq 30^\circ \quad (11.6.4.5—6)$$

For flere ankere på rad vil overlappende bruddkjegler nærme seg en bruddfigur som tilnærmet vil kunne antas å ha form av et langstrakt trekantprisme med spissen ned. Med mange nok ankere slik at effekten av endeflater blir av mindre betydning, og ankerretning normalt på bergoverflaten, vil følgende formel kunne utledes, se [figur 11.6.4.5—3](#).

$$\lambda = \frac{\gamma_M \cdot P_p}{2 \cdot \tau_k \cdot D} \quad (11.6.4.5—7)$$

hvor:

D = avstand mellom ankere målt langs bergoverflaten (meter)

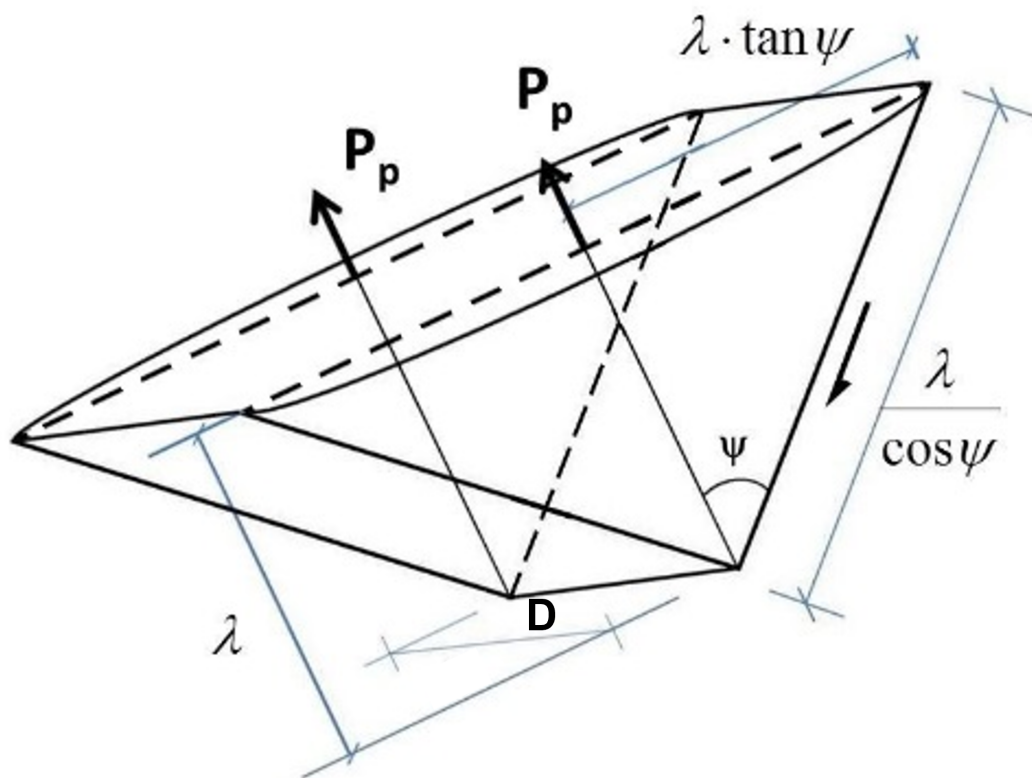


Figur 11.6.4.5—3 — Antatt forenklet bruddlegeme ved mange ankere på rad

Normalt vil antall ankere i rekken være begrenset og da vil følgende tilnærmede formel kunne benyttes basert på rektangulære sideflater og koniske endeflater, se [figur 11.6.4.5—4](#).

$$\lambda = \frac{-(\eta - 1) \cdot D \pm \sqrt{(\eta - 1)^2 \cdot D^2 + \frac{\pi \cdot \tan \psi \cdot \eta \cdot P_p \cdot \gamma_M}{\tau_k}}}{\pi \cdot \tan \psi} \quad (11.6.4.5—8)$$

hvor η er antall ankere og P_p last per anker.



Figur 11.6.4.5—4 — Antatt forenklet bruddlegeme ved begrenset antall ankere på rad

Med ankervinkel α blir formelen for λ_α med en gjennomsnittsverdi av $\bar{\alpha}$ langs ankerraden:

$$\lambda_\alpha = \frac{-(\eta - 1) \cdot D \pm \sqrt{(\eta - 1)^2 \cdot D^2 + \frac{\pi \cdot \tan(\sin \bar{\alpha} \cdot \psi) \cdot \eta \cdot P_p \cdot \gamma_M}{\tau_k}}}{\pi \cdot \tan(\sin \bar{\alpha} \cdot \psi)} \quad (11.6.4.5—9)$$

I vanlig praksis prøvespennes ett og ett anker i ankerrekken. Selv om prøvespente naboankere vil stå med låselast når neste anker prøvespennes, benyttes likevel P_p i [formel \(11.6.4.5—6\)](#) vist ovenfor. Dette gir verdier for λ noe på sikker side. Alternativt kan dimensjonerende kraft $E_{ULS,d}$ benyttes.

I områder med ujevn bergoverflate hvor ankervinkelen α mellom bergoverflaten og ankerretningen vil variere fra anker til anker, er det nødvendig å foreta en analyse av hvor de ugunstigste forholdene vil oppstå. Lengste beregnede innboringsslengde λ velges da for dette området. Det er viktig at det gjøres tilstrekkelige grunnundersøkelser i områder med ujevn bergoverflate, se [kapittel 2](#).

Dimensjonering av L_{tb} og λ for å oppnå nødvendig $R_{ULS,d}$ som vist ovenfor, vil normalt ligge på sikker side med de anvendte partialfaktorene. Siden alle ankere prøvetrekkes vil man få bekreftet om valgt forankringslengde er tilstrekkelig, men det er likevel viktig å minimalisere forankringslengden for å unngå unødige kostnader ved for lang innboring i berg og bruk av materialer (stål og mørtel). Likevel er det viktig at ikke forankringslengden er for kort da brudd ved prøvebelastning vil føre til ekstrakostnader ved forsinkelser med innboring og gysing av nye ankere med større lengde. Normalt vil beregnet innboringsslengde i berg variere i området $3 \text{ m} \leq \lambda < 10 \text{ m}$, men mindre lengde enn $\lambda = 4 \text{ m}$ anbefales vanligvis ikke.

Dersom ankerkreftene kommer relativt vinkelrett mot folieringsplanet i sterkt skifrige og folierte bergarter anbefales det å vurdere varierende innboringsslengde for naboankere for å motvirke eventuell

fare for folieringsbrudd fremfor uttrekk av prismeformet legeme, slik som beregningsmåten ovenfor forutsetter.

Permanente ankere

NS-EN 1537 Stagforankringer [222] krever at stag, forankringssone og ankerhoder utføres med enkel eller dobbel korrosjonsbeskyttelse, mens R762 Prosesskode [223] og Byggegrepveiledningen [33] krever dobbel korrosjonsbeskyttelse. Etablert praksis er at permanente ankere ikke utnyttes like høyt i permanentfasen som midlertidige ankere. Det er også andre konstruksjonsforskjeller, bl.a. større overdekning av lisser (50 mm) og spesiell montering av lisser (hele bunten med avstandsklosser senkes ned samtidig). I tilbudsbeskrivelsen er det derfor fornuftig å be om at entreprenøren fremlegger arbeidstegninger for permanente ankere som godkjennes av byggherren.

Det vises ellers til [kapittel 17](#) når det gjelder korrosjonsbeskyttelse og prøvebelastning av jordnagler.

11.6.4.6 Ytre geoteknisk kapasitet av gyste løsmasseankere – teoretisk kapasitet

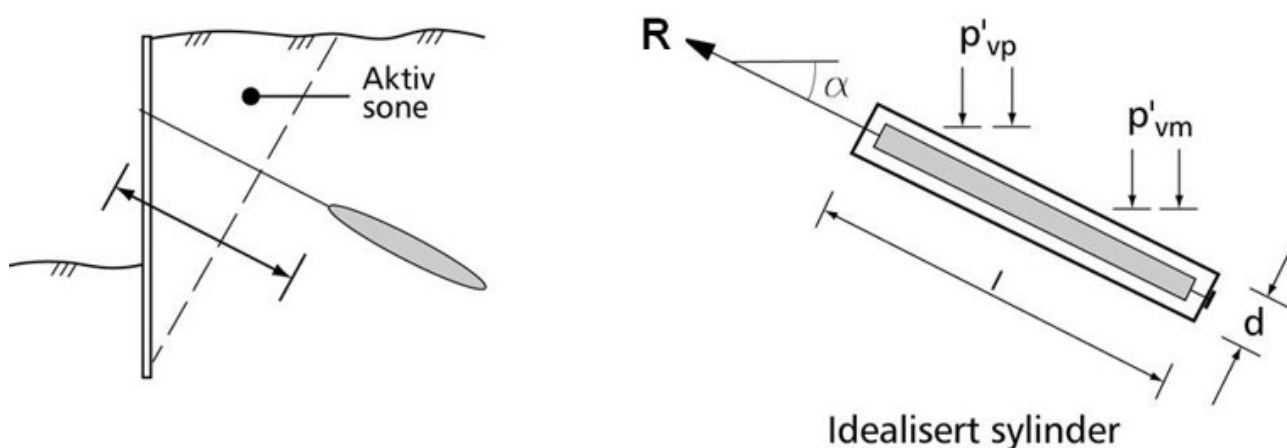
Vanlig praksis for støttevegger er at nødvendig forankringslengde beregnes teoretisk. Iht. NA i Eurokode 7 -del 1 [3] er det krav til egnethetsprøving for ankere i løsmasser eller dårlig berg; av minst tre ankere i representative grunnforhold. Godkjenningsprøving kreves for alle ankere. Se omtale av prøvingsmetodene i Byggegrepveiledningen [33].

Kapittel 8 i Eurokode 7 -del 1 [3], Eurokode 2 - del 1-1 [212] og Eurokode 3 del 5 [210], med tilhørende nasjonale tillegg, skal legges til grunn ved dimensjonering av ankere.

Løsmasseankere deles inn i tre hovedtyper ut fra installasjonsmetode:

- 1) Injiserte ankere, installeres ved boring og injeksjon (høyt trykk)
- 2) Gyste ankere, installeres ved forboring og pumping av mørtel (lavt trykk). Her inkluderes også selvborende ankere der det gyses under boring.
- 3) Borede ankere, jordskruer

For alle systemer vil forankringslegemet kunne betraktes som en idealisert sylinder og dimensjoneres etter prinsipp beskrevet under. Det gjøres oppmerksom på at det er nødvendig at injisert sone i begge tilfeller ligger godt utenfor aktiv sone bak støttevegg, jf. [Figur 11.6.4.6—1](#). Det er også behov for å kontrollere at kritiske glideflater ikke forekommer utenfor forankringssonen for ankeret.



Figur 11.6.4.6—1 — Løsmasseankere

Kapasitet av forankringen vil kunne beregnes som summen av friksjonsmotstand og spissmotstand etter følgende formler (symbolene er vist på [figur 11.6.4.6—1](#)):

$$R_d = (N_f p'_{vm} + \pi \cdot a \cdot \tan \phi_d) \cdot d \cdot l + (N_p \cdot (p'_{vp} + a) - a) \cdot d^2 \quad (11.6.4.6-1)$$

$$N_f = \frac{\pi}{2} \cdot (K_0' + K_0' \sin^2 \alpha + \cos^2 \alpha) \cdot \tan \phi_d \quad (11.6.4.6-2)$$

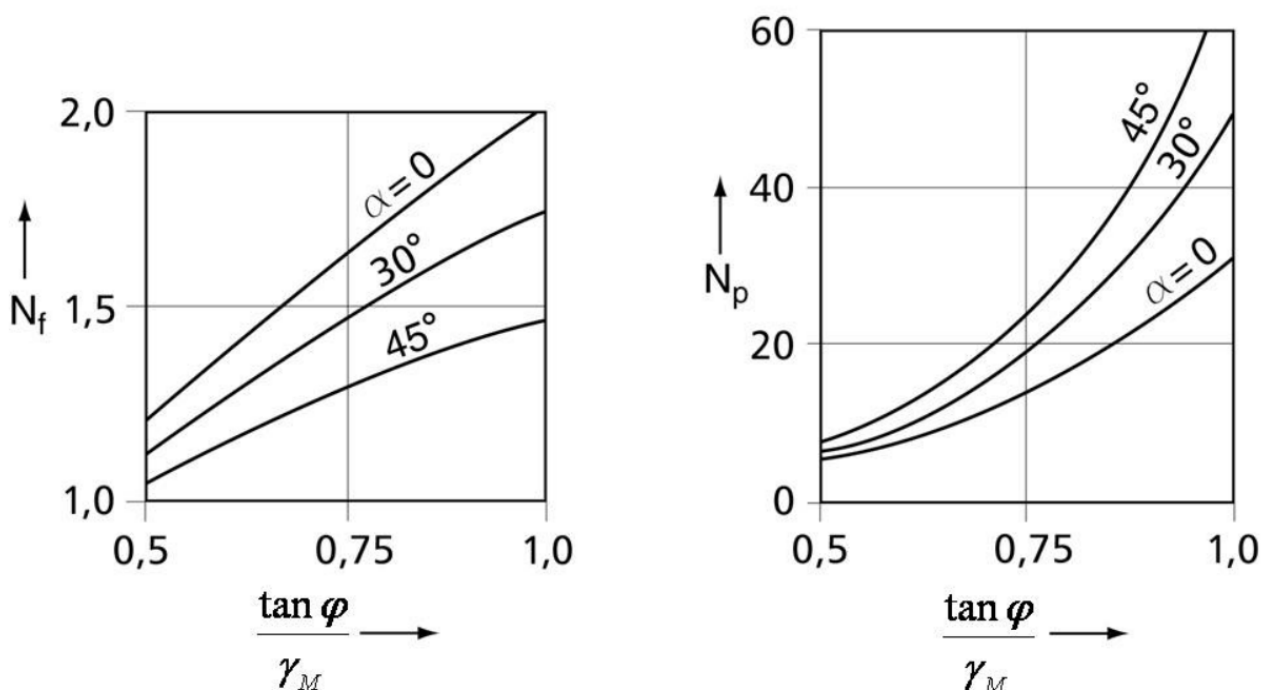
hvor K_0' beregnes som $K_0' = 1 - \sin \phi_d$

$$N_p = \frac{\pi}{4} \cdot N_q \cdot (\sin^2 \alpha + K_0' \cos^2 \alpha) \quad (11.6.4.6-3)$$

N_f og N_p er mulig å finne ved diagrammene vist på [figur 11.6.4.6-2](#). For N_q henvises det til [kapittel 7](#).

I god friksjonsjord måles ofte betydelig høyere ankerkapasitet enn funnet med formelverket ovenfor. Dette assosieres med at utgraving av slike ankere har vist irregulær form av oppnådd betonglegeme. Slike legemer oppnår større kapasitet enn en ideell sylinder. Dette vil kunne tas hensyn til ved valg av teoretisk diameter på betonglegemet. Attraksjonen a vil i en del masser kunne økes betydelig for å bedre simulere godt heft mellom legeme og jordvolumet.

I løsmasser av kohesjonsjord får betonglegemet en mer ideell form, med diameter ikke noe særlig større enn borekronen. Erfaring med løsmasseankere i kohesjonsjord er gjerne en overestimering av kapasiteten, ved at kryp utvikler seg dersom ankerene belastes for mye.



Figur 11.6.4.6-2 — Bæreevnefaktorer for beregning av forankring

Det beregnes tilstrekkelig tid til rekonsolidering av massene rundt ankeret etter injeksjon/gysing/boring/ekspansjon. For ankere i leire er det nødvendig at skjærfastheten vurderes spesielt nøye.

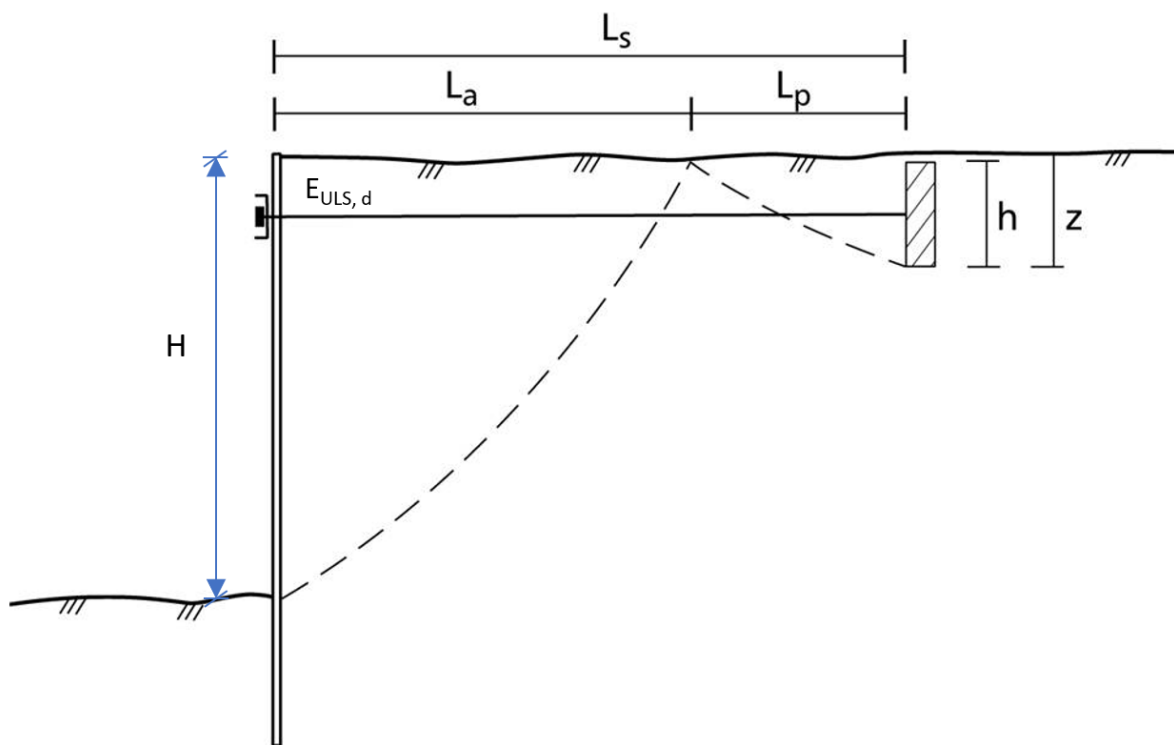
Alle løsmasseankere skal iht. Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) gjennomgå egnethetsprøving og godkjenningssprøving, og prøvelasten relateres til dimensjonerende last i bruddgrensetilstanden. Krypeffekter anbefales uansett kvantifisert med grunnlag i prøveoppspenningen og kontrolleres mot forutsetningene slik at man ikke får problemer med disse etter at ankeret er satt og spent opp.

11.6.4.7 Vertikal forankringsvegg

Alternativt til at ankerene forankres i berg eller løsmasser vil disse kunne forankres til en vertikal forankringsvegg i avstand, L_s , fra spunten.

Ved dimensjonering av forankringsvegg er det nødvendig å ta hensyn til at løsningen krever deformasjon for å mobilisere passivt trykk. Langtidsdeformasjoner vil også kunne oppstå, spesielt dersom passivt mothold utnyttes høyt.

Dersom en slik løsning benyttes er det vesentlig for resultatet at massene foran forankringsveggen komprimeres godt. Kraften som forankringen dimensjoneres for, $E_{ULS,d}$, beregnes som beskrevet for forankrede spuntvegger ([kapittel 11.6.1](#)). Nødvendig avstand mellom spunt og forankringsvegg, L_s , bestemmes ut fra forutsetningen om at de to jordtrykksonene ikke overlapper, se [figur 11.6.4.7—1](#).



Figur 11.6.4.7—1 — Prinsippskisse for vertikal forankringsvegg

Forankringsveggen høyde (h) bestemmes slik at mottrykkskraften for veggen $R_d = (P'_p - P'_A)$ blir lik eller større enn forankringskraften, $R_d \geq E_{ULS,d}$. Dersom veggens høyde ($h \geq \frac{2}{3}z$), jf. [Figur 11.6.4.7—1](#) vil man kunne regne hele dybden z som «effektiv veggdybde» ved beregning av P'_p og P'_A .

11.6.4.8 Horizontal forankringsplate

Ankere vil også kunne forankres i en horizontal forankringsplate. Det henvises til [kapittel 10](#) hvor forutsetninger og formelverk er gjengitt.

11.6.5 Spuntfot

Det er ofte behov for å ta opp horisontale og vertikale krefter i spuntfoten i tillegg til forankringene og/eller stiverne.

11.6.5.1 Horizontal kapasitet

Dersom det passive motholdet fra jorda foran spuntene ikke er tilstrekkelig, er det nødvendig at spuntfoten sikres. Den vanligste måten å gjøre dette på er ved å etablere fotbolter.

Det er mer sjelden brukt påsveiset spiss på spunten som rammes inn i berg. Avhengig av bergforholdene og den oppnådde innmeislingsdybde i berg kombinert med vertikalkraft i spuntveggen, er det mulig å gjøre en skjønnsmessig vurdering av hvilken horisontalkapasitet spuntfoten vil oppnå.

11.6.5.2 Fotbolter - prosjekteringsprinsipper

Fotbolter dimensjoneres som regel etter momentkapasitet for boltene. Det regnes normalt med en glippe på 50 – 100 mm som dimensjonerende avstand fra underkant (UK) spunt til overkant (OK) berg. Er det dårlig berg vurderes behov for økning i antatt teoretisk glippe eller å ta høyde for usikkerhet i overflaten av berg ved å montere 2 rør pr. spuntnål for å ha en ekstra sikkerhet dersom glippen blir stor for den første bolten. Har man god oversikt over bergoverflaten vil skråskjæring av spuntnålene kunne anvendes for å gi bedre tilpassing. Det er viktig at glippen under utførelse rapporteres inn slik at prosjekteringsforutsetningene verifiseres.

Boltens dimensjonerende motstandskapasitet $R_{bolt,d}$ bestemmes ut ifra følgende formel:

$$R_{bolt,d} = \frac{2 \cdot W \cdot f_y}{\Delta \cdot \gamma_{M2}} \quad (11.6.5.2-1)$$

MERKNAD hvor

W = boltens motstandsmoment, eventuelt etter inntrådt korrosjonstap

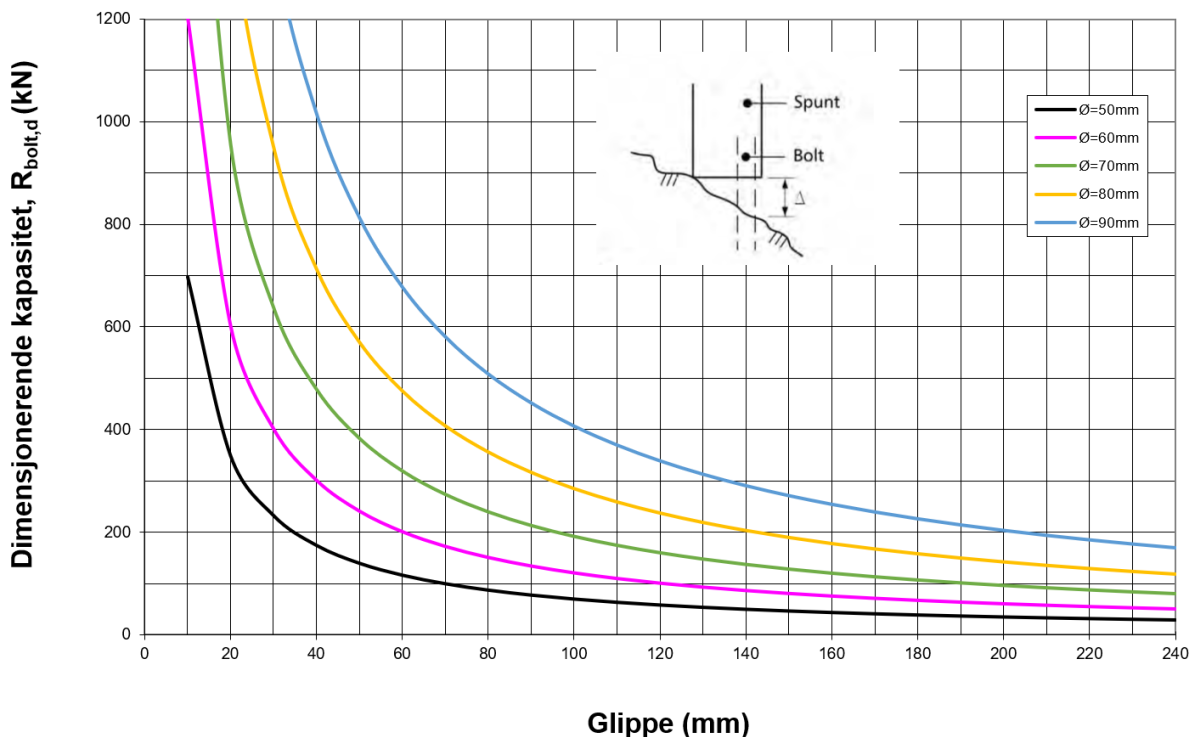
f_y = stålets flytespenning

Δ = glippe mellom underkant (UK) spunt og berg

γ_{M2} = partialfaktor for materialfasthet (stål = 1,25 iht. Eurokode 3 - del 5 [\[210\]](#))

Et dimensjoneringsdiagram, forutsatt bruk av stål med flytespenning $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$ er vist i [figur 11.6.5.2-1](#). Ved bruk av høyfast stål vurderes også innfestingen av bolten til spunten.

Behov for dimensjonering for bortfall av fotbolt vurderes i hvert enkelt tilfelle og sees i sammenheng med sannsynlig bruddutvikling og konsekvens. Elementer av betydning er stabiliserende bidrag fra passivt jordtrykk, materialelegenskaper, innmeisling og stabiliserende bidrag fra spuntfot samt konsekvens ved et eventuelt brudd.



Figur 11.6.5.2—1 — Dimensjonering av fotbolter (etter K. Karlsrud [227])

Boltene gyses fast i berg. Er boltene permanent sikring, vurderes bestandighet i den permanente situasjonen. Gysing av boltene regnes ikke som tilstrekkelig korrosjonsbeskyttelse for boltene. Kapasiteten beregnes for permanent fase i bruddgrensetilstand med anslått korrosjonstap.

Boltene oppdimensjoneres for et korrosjonstap for eksempel i samsvar med verdier i NA til Eurokode 3 – del 5 [210]. For eksempel 3 mm korrosjon over 100 år brukstid (levetid) gir et ståltap på 6 mm på boltediameteren. Ventes det stor sirkulasjon i grunnvannet ved boltene vurderes det å øke boltediameteren.

Alternativt til oppdimensjonering for korrosjonstap, vil syrefast stål kunne vurderes i spesialtilfeller. Bestandighet over 100 års brukstid dokumenteres.

Skråbolt/fotdrager

Det er også vanlig å sikre spuntfoten i forbindelse med undersprengning eller dersom det viser seg at berget ikke er stabilt, og ev. når fotboltene ikke kan settes pga. kollaps i foringsrør ved ramming. Sikringen vil kunne utføres med innboring av kamstål (skråbolt) som sveises fast opp langs spuntfoten, se figur 11.6.5.2—2. Alternativt vil kamstålet kunne støpes inn i en fotdrager av betong som støpes mot spuntfoten. Utstøping vil også ha den effekt at den tetter mot innpressing av vann og løsmasser under spuntfoten.



Figur 11.6.5.2—2 — Eksempel på bruk av skråbolter (foringsrør for fotbolter ødelagte) og fotdrager (Foto venstre: Veslemøy Gardå, Statens vegvesen Foto høyre: Frode Oset, Statens vegvesen)

11.6.5.3 Vertikal kapasitet

Dersom en spuntvegg er prosjektert til å overføre vertikale laster til berg, noe som er tilfelle ved bruk av skrå-ankere til berg, utarbeides et rammekriterium som verifiserer spuntens vertikale bæreevne.

11.7 Numeriske analyser, laster og lastfaktorer

11.7.1 Analysemetoder

I tidligere kapitler er det gitt grunnlag for beregning av stabilitet av byggegrop og statiske krefter i støttekonstruksjonen med «manuelle metoder». Det anbefales sterkt at slike beregninger gjøres i alle prosjekter, i det minste på et overordnet nivå som kontroll av eventuelle andre mer avanserte beregninger.

Det er blitt mer eller mindre standard også å utføre elementmetodeberegninger av samvirket mellom støttekonstruksjon og omkringliggende jord. Dette vil kunne være beregninger i 1,5D (1D + jordstøtte ved fjærer), 2D eller 3D, avhengig av problemstilling, hvilket fokus man har, og hva som er viktige forhold å analysere.

Spesielt dersom forskyvninger i bruksgrensetilstand er viktig for prosjektet vil slike analyser gi viktig informasjon. Riktig modellering av jordas oppførsel er helt sentralt for at slike analyser gir realistiske resultater. Kapittel 9.8 i Eurokode 7 – del 1 [3] lister opp en del tilfeller når og hvordan forskyvninger av konstruksjonen skal beregnes. Det gjøres oppmerksom på at disse beregningene bare gir informasjon om deler av deformasjonsbildet, da effekter fra for eksempel ramming og boring av ankere eller peler ikke inngår i modellen. Setninger forårsaket av grunnvannssenkning er også vanlig og hører med i vurderingen. For nærmere omtale se Byggegropveiledningen [33].

Beregningene gir også informasjon om hvilke krefter som konstruksjonen dimensjoneres for i bruddgrensetilstand. Fra beregningene finner vi hvilke faser som er kritiske for støttevegg med forankring. Det anbefales med grunnlag i NA.A1.3.1(5) til Eurokode 0 [2], samt Kavli [8], at bruddgrensetilstanden beregnes som ugunstigste tilfelle av jf. [Kapittel 1.1.3](#) og [kapittel 11.3.3](#):

- i) karakteristiske bruksgrenseresultater faktorisert med partialfaktor for påvirkning γ_F
- ii) resultater framkommet når krevd partialfaktor for materialfasthet i jorda γ_M er innført.

Skal det brukes spuntprofil i støtteveggen deles disse inn i tverrsnittklassene 1, 2, 3 og 4 jf. Eurokode 3 – del 5 [210]. Kun profiler som tilhører klasse 1 tillates brukt i beregninger som utnytter plastisk flytning med omfordeling av jordtrykk og krefter i veggen. Med tverrsnittklasse 2 utføres beregningene med elastisk konstruksjonsstivhet, men det tillates å utnytte plastisk motstandsmoment ved kapasitetskontroll relativt til beregnede snittkrefter. Med tverrsnittklasse 3 forutsettes også kapasitetskontrollen å være elastisk.

Stålprodusentene oppgir hvilken tverrsnittklasse deres respektive profiler tilhører. Dette er også avhengig av stålqualität. Det gjøres oppmerksom på at de færreste spuntprofiler brukt i Norge tilfredsstiller tverrsnittklasse 1. De fleste spuntprofiler ligger i tverrsnittklasse 2 og 3, og tendensen er at flere profiler kommer i tverrsnittklasse 3 (Lied [228]).

Med vanlig brukte spuntprofil er det i henhold til Eurokode 3 – del 5 [210] ikke tillatt å anta plastisk flytning i stålelementer som del av den statiske beregningen av dimensjonerende krefter.

11.7.2 Eksterne laster

Ytre laster på terreng og/eller konstruksjonen inkluderes i beregningene (f.eks. gravemaskiner, kranfundament, trafikklast osv.). Det benyttes lastfaktorer for beregninger i bruddgrensetilstanden.

For trafikklast ved geoteknisk prosjektering henvises det til vegnormal N200:2024, 1.4.5 [1]. For trafikklast på terreng inntil bærende konstruksjoner henvises det til Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskriften for bruer m.m.) [229]. For laster basert på trafikklastforskriften [229] er lastfordeling med dybden bak konstruksjonen omtalt i vegnormal N400:2025, Krav 4.6—3 [9], og i kapittel 10.

For anleggstrafikk på arealet blir det ofte benyttet en jevnt fordelt terrenglast på $q = 10 \text{ kPa}$. Men denne lasten vurderes spesielt for hvert tilfelle avhengig av anleggsmaskiner, anleggstrafikk, kranfundament og andre forhold på plassen.

11.7.3 Lastfaktorer

Generelt gjelder det etter Eurokode 0 [2] flere komplekse sett med lastfaktorer. Dette avhenger av hva og hvordan man analyserer, og faktisk også av hvilken konstruksjon som prosjekteres. Det henvises til Eurokode 0 [2] for komplett informasjon om dette. For prosjekter i regi av Statens vegvesen anbefales det at det brukes koeffisienter fra tabeller i tillegg A2 i Eurokode 0 [2].

I de fleste tilfeller overskygger jordas egenvekt effekten av eksterne laster, i alle fall for dype utgravinger. Da vil det kunne være rimelig å forenkle antall lasttilfeller og kombinasjonsmuligheter for de eksterne lastene til noe som vurderes å være konservativt nok til å dekke alle lasttilfeller. I det følgende er det lagt til grunn en del slike forenklinger, samtidig som noen momenter for forenkling i lastantakelsene er nevnt. Det vises også til kapittel kapittel 1.1.3, kapittel 11.3.3 og kapittel 11.7.1.

Etter metode ii):

Denne metoden nevnes først ettersom den er enklest og anses som den mest vanlige metoden, i alle fall for vanlige beregninger uten bruk av elementmetoden. Generelt gjelder at lastfaktoren $\gamma_Q = 1,3$ brukes på alle utvendige nyttelaster dersom man beregner geoteknisk stabilitet av en konstruksjon. Ev. gunstig virkende variable laster tas ikke med. Dette kombineres da med bruk av γ_M etter metode ii) i kapittel 11.7.1. Egenvekt på jord gis lastfaktor $\gamma_G = 1,0$, mens egenvekt på konstruksjoner «Sett B» iht. NA.A2.4(B) i Eurokode 0 [2] gis lastfaktor $\gamma_G = 1,2$ (1,0 dersom mer ugunstig). Dette i normaltilfellet der effekten av variabel last dominerer over konstruksjonens egenvekt.

Dette fører til betydelig faktorisering av konstruksjonens egenvekt samt utvendig last, sammen med kraftig reduksjon i jordas styrke jf. tabell NA.A1.2(C) i Eurokode 0 [2]. For å være mindre konservativ er det med anvendelse for bruer lagt til egne separate tabeller i Eurokode 0 [2], se tabell NA.A2.4(C). Denne tabellen gir lavere lastfaktor for trafikklast. Det betyr at for støttekonstruksjoner der det er trafikklast bak konstruksjonen basert på trafikklastforskriften [229] så vil det kunne brukes $\gamma_Q = 1,15$ på denne lasten. Bakgrunnen for å benytte $\gamma_Q = 1,15$ for denne trafikklasten er at returperioden er høyere enn for andre laster, jf. vegnormal N400:2025, Krav 6.2.5—2 [9].

I bruksgrensetilstand og ulykkessituasjon settes alle lastfaktorer γ_G og γ_Q lik 1,0 (for alle ikke-seismiske laster).

Lastfaktorer og prinsipp vist ovenfor gjelder ved bruk av både manuelle og numeriske regnemetoder.

Etter metode i)

Metode i) brukes kun for å beregne dimensjonerende krefter i konstruksjonen i tilfeller der denne metoden vil kunne gi ugunstige resultater, men brukes ikke til noen form for stabilitetsberegninger. Med denne metoden brukes karakteristisk styrke på jorda ($\gamma_M=1,0$). Deretter faktorerises beregningsresultatene med lastfaktorer fra «Sett B» tabellene i Eurokode 0 [2] for å komme til bruddgrensetilstanden.

Alle planlagte gravetrinn og oppspenninger settes suksessivt på for å beregne resulterende krefter i konstruksjonen. I slike beregninger brukes ikke-lineære elasto-plastiske modeller for jorda, noe som gjør at for eksempel rekkefølgen som de enkelte faser innføres med har avgjørende betydning for beregningsresultatet. Tilsvarende blir det avgjørende for å få realistiske resultater at beste estimat på jord og konstruksjon sin stivhet og styrkeoppførsel brukes hele tiden. Man bruker derfor bare karakteristiske materialfastheter i slike analyser, ikke dimensjonerende parametere. Sensitivitetsanalyser på både stivhet og skjærfasthet anbefales.

I denne typen analyser inngår alt fra eksterne laster, tyngdetettheter, total- eller effektivspenninger og vanntrykk i samlet form, som etterpå resulterer i et jordtrykk med tilhørende krefter i konstruksjonen. Analysene er oftest ganske omfattende, og det er ikke ønskelig eller formålstjenlig å lage en stor matrise med varierende eksterne laster og lastfaktorer som input til beregningene. Dette forsterkes av at disse parametervariasjoner oftest har marginal effekt på resultatet sammenlignet med andre usikkerheter i modellering og parametervalg.

Det er vanlig å bruke $\gamma_F = 1,35$ som en samlet faktor («lump») på beregnede karakteristiske konstruksjonskrefter for å etablere dimensjonerende krefter i bruddgrensetilstand, se også [kapittel 11.6.1](#). For kritiske konstruksjonsdeler som for eksempel forankringssystemer økes ofte denne faktoren.

I effekt blir dette tilnærmet det samme som å multiplisere alle tyngdetettheter og eksterne laster med samme faktor. En vil forenklet kunne anta at en faktor på vertikal nyttelast fører til proporsjonal økning i lastens bidrag til resulterende jordtrykk og konstruksjonskrefter.

Merk at med dette så faktorerises også ev. vanntrykk med samme verdi. Iht. Tabell NA.A2.4(B) Eurokode 7 – del 1 [3] faktorerises vanligvis ikke vanntrykk, men etter Eurokode 7 – del 1 [3] pkt. 2.4.6.1(11) skal man ta høyde for at vannstanden vil kunne komme opp til «høyest mulige nivå». Man forutsettes derfor å gjøre en overordnet vurdering av om dette blir rimelig ivare tatt med denne («lump») samlefaktoren eller om tilpasninger er nødvendig.

I forbindelse med metode i) benyttes Tabell NA.A2.4(B) i Eurokode 0 [2]. Denne nyanserer på en del lasttyper, og gir $\gamma_Q = 1,35$ for trafikklast. Etter tabellen skal konstruksjoners egenvekt multipliseres enten med $\gamma_G = 1,35$ eller $0,89 \cdot 1,35 = 1,2$ avhengig av regnetilfelle (6.10a/6.10b) i kapittel 6.4.3.2 i Eurokode 0 [2]. Men her er det nok ikke tenkt på slik anvendelse som dette, at man fører alle laster og tyngdetettheter inn i en felles beregning og multipliserer sluttresultatet med $\gamma_F = 1,35$. Det er ikke rimelig å anta ytterligere faktorisering av noen egenvekter, det benyttes $\gamma_G = 1,0$ som input til beregningene.

Ved beregning etter metode i) vil det videre kunne være rimelig å redusere lastfaktorene på variable laster tilsvarende, forut for input til beregningene, for å unngå dobbeltfaktorisering av lastene. Om vi ser på tilfellet der egenvekt er dominant (lign 6.10a), så vil den variable lasten kunne ganges med ψ_0 . (Reduksjonsfaktor for kombinerings variabel last. Se symbolforklaring i Eurokode 0 [2]). Det vises til Eurokode 0 [2] som har mange tabeller på dette, for eksempel tabell NA.A2.1 for vegbruer og tabell NA.A2.2 for gangbruer. Ofte har ψ_0 verdien 0,7, hvilket antas nedenfor. Dvs. at for de to ovennevnte eksemplene får vi følgende:

$$\gamma_Q = 0,7 \cdot 1,5 / 1,35 = 0,78, \text{ for de fleste variable laster, og}$$

$$\gamma_Q = 0,7 \cdot 1,35 / 1,35 = 0,7 \text{ for trafikklast for bruonstruksjoner}$$

Tilfeller der nyttelast dominerer over egenvekt med ligning 6.10b etter Eurokode 0 [2] er sjelden kritisk for vanlige prosjekter. Men dette vil kunne vurderes dersom man har lave vegger med høye variable

laster bak. Tilsvarende utledning som ovenfor vil kunne gjøres. Det blir da et spørsmål om det er riktig å multiplisere input tyngdetettheter til beregningen med $\gamma = 1,2/1,35 = 0,89$. Det er ikke praksis å regne med slik antakelse.

I bruksgrensetilstand og ulykkessituasjon settes alle lastfaktorer γ_G og γ_Q lik 1,0. Merk at for deformasjonsberegninger ifm. rissviddekontroll eller setninger så vil betydelig lavere verdier av ψ_0 kunne være gjeldende.

11.8 Praktiske hensyn

11.8.1 Hensyn til omgivelser

Som beskrevet i [kapittel 1](#) fremskaffes det opplysninger om forankringer som vil kunne forventes å komme i konflikt med tilstøtende bygninger, ledninger, grøfter eller lignende. Det vurderes også om det er fare for setninger/deformasjoner på omgivelsene. Se også Byggegrepveiledningen [\[33\]](#) fra Norsk Geoteknisk Forening for nærmere informasjon.

Setningstiltak

Dersom det er setningsømfintlige installasjoner i nærheten anbefales det at poretrykkene i grunnen registreres før og i løpet av anlegget. På bakgrunn av observasjonene vil det kunne være aktuelt å iverksette tiltak for å holde poretrykkene på et visst nivå. I slike tilfeller vil det også være aktuelt å montere bolter for setningsobservasjoner. Det anbefales at bolter monteres og nivellement settes i gang i god tid før arbeidene starter opp slik at det vil kunne dokumenteres eventuelle pågående setninger som skyldes andre forhold. Videre anbefales det at det også foretas en registrering av eksisterende skader, eventuelt med fotografering og plastring av sprekker. Denne registreringen er best utføres av en nøytral instans.

Alle konstruksjonselementer som åpner for drenering av grunnvann i massene eller ned mot berg, vil gi fare for grunnvannssenkning og en potensiell fare for setninger i omgivelsene. Der det er slike forhold anbefales det at man vurderer bruk av innvendig avstiving av spunten og også vurderer å unngå peler (spesielt borede peler som settes fra et nivå under grunnvannstand) til berg i tillegg til andre tiltak mot grunnvannssenkning.

Se for øvrig omtale av setningsproblematikk i Byggegrepveiledningen [\[33\]](#) og BegrensSkade [\[205\]](#).

Støy og vibrasjoner

Spuntramming med konvensjonelt utstyr som fallodd eller vibrolodd vil kunne medføre både støy og vibrasjoner som er til stor sjanse for berørte naboer. Hensyn til nærliggende bygninger og deres tåleevne med hensyn til vibrasjoner vil påvirke valg av type støttevegg og installasjonsmetode, og tilstandsvurdering av omgivelsene er derfor nødvendig. NS 8141 [\[209\]](#) oppgir grenseverdier for hvor store vibrasjoner som tillates. Det henvises ellers til [kapittel 18](#).

Det finnes i dag flere metoder og utstyr som reduserer disse ulempene. Dette omfatter blant annet hydraulisk nedpressing av spunt og boret rørsput. Sekantvegger vil kunne være aktuelt i enkelte tilfeller, og slissevegger vil kunne vurderes i større prosjekter. Slike metoder vurderes der det er strenge restriksjoner på støy og vibrasjoner.

Se for øvrig omtale av støy og vibrasjoner i Byggegrepveiledningen [\[33\]](#) og BegrensSkade [\[205\]](#).

11.8.2 Rammetekniske forhold

Rambarhet hører nøye sammen med utstyrvalg, støy og vibrasjoner. Krav fra omgivelsene og hvilke grunnforhold man har, vil styre valg av utstyr jf. [Tabell 11.8.2—1](#). Det er nødvendig å vurdere hvilket behov man har for å verifisere bergfot for spunten.

Tabell 11.8.2—1 — Oversikt over aktuelt rammeutstyr for spunt og bjelkestengsel

Utstyr	Type	Avhengigheter	Merknader
Fallodd	Hydraulisk	Loddvekt Virkningsgrad	God nedtrengningsevne selv i vanskelig grunn med en del stein, krever plass for rigg nær spunten. Verifiserer bergfot for spunt.
Vibrolodd		Loddvekt Frekvens	Mulig å henge i kran slik at ramming vil kunne skje på lite tilgjengelige plasser. Fungerer best i friksjonsmasser med lite stein, noe vanskelig å komme forbi stein i grunnen. Bergfot vil ikke kunne verifiseres. Enkelte rigger kan kombinere vibrering og nedpressing.
Luftlodd	Enkeltvirkende Dobbeltvirkende	Loddvekt Virkningsgrad	Lodd opp til 40 kN, ofte < 20 kN Verifiserer bergfot for spunt ved enkle forhold.
«Hydro-press»/ Silent piler	Hydraulisk nedpressing av spuntnåler	Presskraft Spunttype	Resultat er avhengig av stivhet av spuntens enkeltnåler og vridning i låser, nedpressing av flere nåler samtidig er ikke mulig, det presses ned en og en nål til full dybde. Lett å komme til på trange steder, lite støy. Begrenset til et spuntprofil for hver rigg, bygges ev. om for et annet profil. Bergfot vil ikke kunne verifiseres.

11.8.2.1 Tiltak for å bedre rammeforholdene og resultatene

Ofte har man blokkholdige masser (fylling) øverst over mer finkornige lag i grunnen. Om ikke laget er for tykt vil det kunne være mulig å grave bort massene i en grøft langsetter der spuntveggen er tenkt etablert og tilbakefylle med spuntbare masser.

Smøring av låser begrenser friksjon i låsene og gir mindre motstand under ramming.

Ved strenge krav til plasseringsnøyaktighet benyttes generelt føringer i form av stålramme på begge sider av spuntlinjen for å sikre riktig plassering av spuntnålene. Videre kontrolleres det at spuntens fortsatt

er i lodd etter ca. 2 m innramming. Det er mulig å rette opp spunten eller trekke opp og endre ansett på dette tidspunktet under rammearbeidet. Ved å ramme spunten i paneler vil man kunne hindre at spunten legger seg eller vrir seg under ramming.

Behov for fastholding av fot sikres vanligvis ved montering av fotbolter som beskrevet i [kapittel 11.6.5.2](#). Det kan også oppnås ved å sette bergspiss på spunten, se [kapittel 11.6.5.1](#). Dette vil også kunne benyttes ved behov for vertikal bæring på spunten. Rammekriterium for verifikasjon av bergfot for spunt utarbeides.

Forgraving i spuntlinjen vil kunne utføres lokalt til stor dybde for enkeltnåler før eller under ramme-prosessen for å komme igjennom faste lag eller stein. Det er viktig at spuntbare tilbakefyllingsmasser (for eksempel sand eller finpukk) er tilgjengelig på stedet slik at det fylles tilbake umiddelbart ved stabilitetsproblemer.

11.8.3 Skjøting av spuntnåler

Skjøting av spuntnåler utføres på en slik måte at kapasiteten til spuntveggen ikke forringes, se NS-EN 12063 Permanente og midlertidige spuntarbeider [230] og vegnormal N400:2025, Krav 7.7.4—2 [9]. Det anbefales å unngå gjennomgående skjøter over flere nåler. Skjøting av spunt vil kunne være en ulempe på grunn av tidkrevende sveisekontroll.

11.8.4 Hensyn ved ankere og stivere

11.8.4.1 Plassering av innvendig stivere

Innvendige stivere og også hjørnestivere vil ofte komme i konflikt med f.eks. prosjekterte vegger til en konstruksjon eller innheising av armeringskurver. Sørg imidlertid for at stivere ikke kommer i konflikt med dekker da det skaper svært store problemer. Ta hensyn til nødvendig plass til forskaling etc.

11.8.4.2 Plassering av ankere

Kontroller fare for kollisjon internt mellom ankere og andre konstruksjoner i grunnen. For å redusere nødvendig gravedybde for hvert stagneringsnivå anbefales det å installere alle ankere på spuntryggen. Det betyr at senteravstand mellom ankerene styres av hvilket spuntprofil som velges.

11.8.4.3 Boring av ankere

Der det er bløte og/eller kvikke leirmasser bak spunten anbefales det å mate forsiktig ved boring av foringsrør for å forhindre erosjon/utvasking av løsmasse. Erosjon langs foringsrøret vil kunne gi opphav til setninger, og eventuell drenasje av grunnvann i tillegg, med påfølgende setninger.

Ankere skal etter Eurokode 7 – del 1 [3] utføres med en fri forankringslengde L_{fr} som er >3 m for stangankere og >4 m for lisseankere. Erfaringsmessig anbefales det å bruke mer enn 5 m av hensyn til tøyning ved låsing med kiler.

Det er uansett viktig at den frie lengden strekker seg helt tilbake til forankringssonen hvor lasten tas (bak aktiv jordtrykksone). Dette fordi at ankerkapasiteten verifiseres ved prøvebelastning, og at man ikke måler på kapasitet i løsmasser der forankring ikke er akseptabelt.

Det bores ekstra lengde med foringsrør i berg for å oppnå dette der avstanden til berg er mindre enn 5 m.

11.8.4.4 Tetting av ankerhull

Det anbefales å beskrive krav til tetting mot vann og innpressing av leire/løsmasser både inne i foringsrøret for staget og mellom foringsrøret og spunten. Spesielt viktig er dette der det bores ankere under grunnvannstanden og/eller der det er bløt sensitiv leire på utsiden av støtteveggen. Der det er poreovertrykk ved berg vil dette også være svært viktig å ta hensyn til.

Ulike tettemoder vil kunne vurderes, blant annet boring gjennom en gummimembran der større del av hullet tettes. Dersom det er moderat lekkasje, vil den kunne tettes med polyuretanskum. Det anbefales alltid å vurdere sveising før man ev. tetter med polyuretanskum. Sveising i nærheten av polyuretanskum er svært farlig da dette vil kunne føre til at giftig blåsyregass dannes.

11.8.4.5 Tetting av spuntfot

Det anbefales at det beskrives krav til tetting mot vann og innpressing av leire/løsmasser både mellom berget og spunten og opp langs foringsrør for fotbolter på spunten.

11.8.5 Hensyn til rigg og drift

Det anbefales at det legges føringer for hvor tett inn mot spunt det er tillatt å lage anleggsveger og hvor det er tillatt å fylle opp. Anleggstrafikk er en svært kraftig belastning på spunten under utgraving, og det anbefales ikke å tillate anleggstrafikk nærmere spunten enn 10 m dersom det er mulig.

Fremkommelighet av rigg, høyder, bredder, samt bæreevne på bløt grunn både inne i byggegropa og på utsiden av spunten vurderes. Plass til å utføre konstruksjoner, forskaling, inkludert mulig utbøyning og toleranser under ramming og utgraving vurderes samlet for å verifisere at plassbehov er oppfylt.

Angående sikkerhetsavstander vises det til Byggegrupveiledningen [\[33\]](#).

11.9 Cellespunt

Cellespunt er i prinsippet en forstøtningskonstruksjon bestående av en dobbelt spuntvegg med mellomliggende jord- eller steinmasser. Normalt utføres en slik cellespункonstruksjon som en rekke sirkulære celler i kombinasjon med mellombuer.



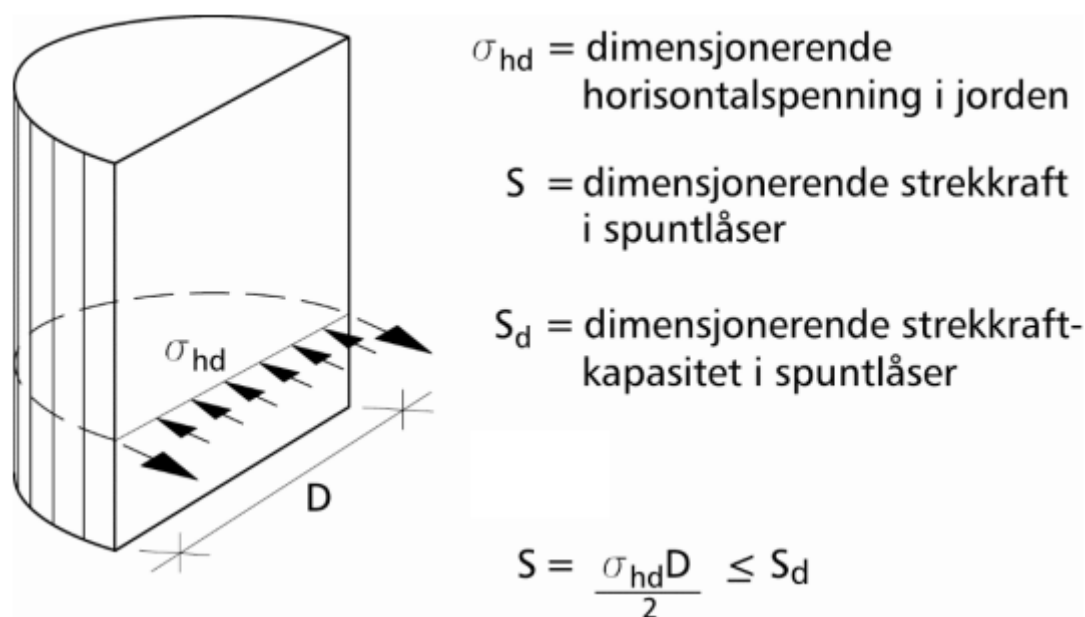
Figur 11.9—1 — Rv. 13 Granvin (Foto: FAS)

Cellespunt vil f.eks. kunne benyttes som fangdammer ved ensidig vanntryksbelastning og ved kaibygging jf. [Figur 11.9—1](#), da enten som en sammenhengende kaifront med ensidig jordtryksbelastning eller som enkeltstående celler med primær hensikt å oppta horisontalkrefter. Enkeltstående celler har også vært benyttet som fundament for bruer. Cellespункonstruksjoner er mulig å avslutte både i løsmasser og mot berg (innmeislet).

Ved dimensjonering av cellespункonstruksjoner er det behov for at følgende betingelser oppfylles:

- 1) Konstruksjonen, betraktet som et stivt legeme med uendelig materialstyrke, trenger å være stabil med hensyn til ytre belastninger.
- 2) Spuntcellene behøver å kunne ta opp påførte spenninger uten at dette medfører brudd eller skadelige deformasjoner (forskyvninger, setninger) på konstruksjonene.

En mulig bruddform for cellespункonstruksjoner er splitting av spuntlåsene. For å oppnå tilstrekkelig sikkerhet mot slikt brudd er det behov for at strekkraften som vil kunne opptas av låsene er større enn jordtryksbelastningen fra jorden, dette er vist på [figur 11.9—2](#). Sikkerhet mot splitting i spuntlåsene kontrolleres for ugunstigste fase (f.eks. fylling, bakfylling, anbringelse av nyttelast), og det forutsettes at omhyggelig oppfølging foretas under spuntrammingen.

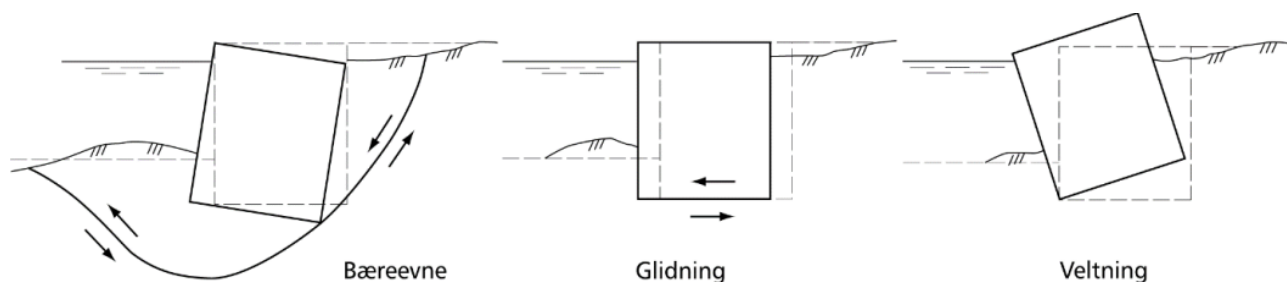


Figur 11.9—2 — Cellespunt; Kontroll av sikkerhet mot splitting av spuntlåsene

For permanente konstruksjoner slik som cellespункonstruksjoner vurderes konsekvensene av redusert ståltverrsnitt pga. korrosjon, se vegnormal [N400:2025, Krav 7.7.4—3 \[9\]](#), Eurokode 3 - del 5 [\[210\]](#) og Peleveiledningen [\[69\]](#), dette er også nærmere beskrevet i [kapittel 11.3.4.2](#).

I tillegg er det nødvendig å ta hensyn til erosjon og effekter fra ubalanserte vannkrefter (f.eks. vannstrømning).

Totalstabiliteten av en cellespункonstruksjon kontrolleres iht. etablert praksis med hensyn på bæreevne, glidning og velting; se [figur 11.9—3](#).

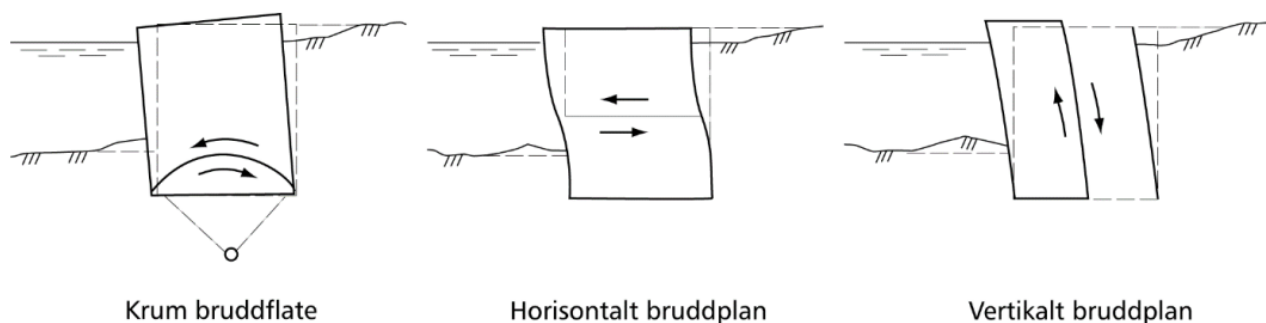


Figur 11.9—3 — Cellespunt i løsmasser; Kontroll av totalstabiliteten

For cellespунк til berg vil imidlertid rent bæreevnebrudd som regel være uaktuelt. Velting vil kunne være en mulig bruddform, mens glidning langs bergoverflaten ofte vil være den mest kritiske bruddform med hensyn på totalstabiliteten.

For cellespунк som avsluttes i løsmasser vil bæreevnekontrollen som regel være den mest kritiske. Dette inkluderer, ut over bruddformene vist ovenfor, også kontroll av bæreevne på tradisjonelt vis med effektiv bredde B_0 tatt hensyn til veltemomentet jf. [Kapittel 7](#). Det er viktig å først gjøre en realistisk vurdering av hva som er representativ total bredde B , ettersom den normalt varier langs konstruksjonen.

Cellespункonstruksjoner i løsmasser kontrolleres også med hensyn på internstabilitet. Aktuelle bruddflater er vist i [figur 11.9—4](#).



Figur 11.9—4 — Cellespunt i løsmasser; Kontroll av internstabilitet

For cellespunt i løsmasser vurderes faren for skadelige setninger nøye; f.eks. på grunn av kompressible masser under eller i cellene, eller ved at spuntnåler som fungerer som opplager for en stiv frontdrager er avsluttet i løsmasser med varierende bæreevne.

For generelle konstruksjonskrav vises det til vegnormal [N400:2025 \[9\]](#). For mer detaljer om dimensjonering av cellespunt henvises det til Eurokode 3 - del 5 [\[210\]](#).

11.10 Anleggskontroll

Vanligvis utføres kontroll av byggherren eller den som kontraktsmessig er gitt ansvar for å kontrollere og dokumentere utførelsen. Generelt dokumenteres det for alle anleggsarbeider ved protokoll at det er benyttet riktige materialer med nødvendig materialkvalitet samt en dokumentasjon i form av protokoller og/eller målinger som viser at fastlagte krav i forbindelse med utførelsen er oppnådd. I tillegg utføres geometrisk kontroll for å sikre at konstruksjonene er riktig plassert.

Anleggskontroll kan deles opp i 2 faser;

- 1) kontroll før arbeidene starter opp (materialer, fastlegge prosedyre for utførelse)
- 2) kontroll under arbeidene (utførelse etter prosedyre)

For å få et ryddig forhold til dette utarbeides det en arbeidsprosedyre for de arbeidene som er planlagt samt en kontrollplan som viser hvilken dokumentasjon som innhentes og til hvilke tidspunkt. Videre inneholder arbeidsprosedyren sjekkpunkter der den kontrollerende verifiserer at utførelsen og de faktiske forholdene på plassen ikke er i strid med forutsetningene.

11.10.1 Kontroll av spunt og spuntfot

Under er det listet opp en del mulige punkter for kontroll. Ikke alle vil være aktuelle for de enkelte prosjekter.

11.10.1.1 Kontroll før oppstart

- kontroll av mottatt spunt, inkludert profil, lengder og stålkvalitet
- kontroll av dimensjoner for fotbolter, lengde, diameter og stålkvalitet
- kontroll av dimensjoner og plassering av rør for fotbolter, samt beskyttelse av rør
- kontroll av rammeprosedyre, energi ved innmeisling og stoppslagning
- kontroll av entreprenørens arbeidsprosedyre

11.10.1.2 Kontroll under arbeidene

- smøring av spuntlåser
- kontroll av rammeutstyr og justering av stoppslagningsprosedyre ved behov
- kontroll av stoppnivå for spuntfot i forhold til prosjektert dybde og nabonåler
- boring for fotbolter, registrering av glippe mellom spunt og berg
- kontroll av deformasjoner under ramming og utgraving
- kontroll av gravenivåer og stabilitet internt i gropa under utgraving
- kontroll av lekkasje og behov for tetting ved frigraving av spuntfot

Den prosjekterende mottar innmåling av overkant (OK) spunt og opptegning av underkant (UK) spunt for å kontrollere at dybder til berg stemmer med beregningsforutsetningene. Ved store avvik i spuntlengder vurderes det om spunten trenger omprosjektering.

Etter boring for fotbolter i spuntfoten registreres glippe mellom underkant (UK) spunt og overkant (OK) berg for hver bolt. Der glippene er større enn forutsatt vurderer prosjekterende om det settes flere bolter.

Det anbefales ikke å tillate utgraving for første avstivningsnivå før dokumentasjon av spuntfoten er mottatt og kontrollert.

11.10.2 Kontroll av ankere

11.10.2.1 Kontroll før oppstart

- kontroll av bore- og gyseprosedyre
- kontroll av oppbygging og materialer i permanente ankere
- mørtelkvalitet, godkjenning av mørtelsammensetning spesielt ved permanente ankere
- kontroll av oppspenningsprosedyre og hvilke deformasjoner som måles

11.10.2.2 Kontroll under arbeidene

- frie staglengder, behov for vanntapsmålinger og injeksjon vurderes under borearbeidene
- kontroll av lekkasje og behov for tetting
- kontroll av målte stagforlengelser ved de forskjellige last-trinn under prøveoppspenning

Erosjon under borearbeidene vurderes av kontrollingeniør på plassen.

Ved mye borkrangel, tap av spylevannstrykk eller andre problemer under boring i berg, vil det kunne være gunstig å øke innboredybden i berg i stedet for å injisere mange ankere. Oppspenning foregår i trinn. Deformasjoner av spunten under oppspenning måles fra et fast standpunkt. Netto deformasjon av ankeret under prøveoppspenning kontrolleres mot de teoretiske forlengelser for å sikre at ankeret er intakt og installert som forutsatt.

11.11 Symbolliste

Tabell 11.11—1

Symbol	Forklaring
α	Vinkel
A	Areal
A_{st}	Areal av stiver mot spuntvegg
B	Bredde
B_0	effektiv bredde
β_B	Reduksjonsfaktor for motstandsmoment
β_D	Reduksjonsfaktor for bøyestivhet
c_{st}	Senteravstand mellom stivere/ankere
c_u	Udrenert skjærfasthet
c/ϕ	Analyseprinsipp (c/ϕ -reduksjon)
d	Dybde under gravenivå Diameter injisert forankringssone (sylinder)
d_{ekv}	ekvivalent diameter
d_{lisse}	diameter lisse
D	Avstand mellom ankere Diameter cellespunt Diameter rørsput
Δ	Glippe over berg
Δs	Målt deformasjon
Δp	Lastinkrement
E	Kraft
$E_{ALS,d}$	Dimensjonerende ankerlast ved ulykke
E_{fot}	Horisontalkraft i bergfeste
$E_{ULS,d}$	Dimensjonerende anker-/stiverkraft i bruddgrensetilstand
η	Antall ankere
$F_{serv,k}$	Karakteristisk anker-/stiverkraft bruddgrensetilstand
$F_{ULS,d}$	anker/stiverkraft i bruddgrensetilstand
f_a	Reduksjonsfaktor
$F_{t,Rd}$	Stålets indre kapasitet
f_y	Flytespenning
$G'_{stb,d}$	Dimensjonerende verdi av destabiliserende permanent påvirkning
ϕ_d	Dimensjonerende friksjonsvinkel
γ	Tyngdetetthet
γ'	Effektiv tyngdetetthet
$\gamma_{a;acc}$	Partialfaktor for prøvelast
γ_F	Partialfaktor for lastvirkning
γ_G	Partialfaktor for permanent last

Tabell 11.11—1 (fortsettelse)

Symbol	Forklaring
$Y_{G,st}$	Partialfaktor for lastvirkning
$Y_{G,sup}$	Partialfaktor for lastvirkning
Y_Q	Partialfaktor for variabel last
Y_M	Partialfaktor for materialfasthet
Y_{M0}	Partialfaktor
Y_w	Tyngdetetthet av vann
H	Høyde
H_0	Oppstøttingshøyde
ΔH	høydeintervall
HGV	Høyeste grunnvannstand
I	Tregghetsmoment
i	Gradient
i_c	Grenseverdi for gradient
i_0	Utløpsgradient
k_{form}	Fordeling av kraft til naboanker
K_0'	Hviletrykk
k_{ford}	Fordelingsfaktor
L	Lengde av støttevegg
LLV	Laveste lavvann
L_a	Utstrekning for aktiv sone bak støttevegg
L_{app}	Elastisk lengde Fri lengde
L_p	Utstrekning for passiv sone foran forankring
L_s	Avstand fra spunt til forankring
L_{tb}	Forankringslengde i berg
L_{tf}	Fri forankringslengde
λ	Innboringslengde i berg
λ_a	Innboringslengde i berg (for $90^\circ \geq \alpha \geq 30^\circ$)
λ_{red}	Reduksjonsfaktor
M	Moment
M_{ed}	Maksimalmoment
M_{maks}	Maksimalmoment
$M_{ALS,d}$	Dimensjonerende maksimalmoment ulykkestilstand
$M_{ULS,d}$	Dimensjonerende maksimalmoment bruddgrensetilstand
N_c	Bæreevnefaktor
N_f	Bæreevnefaktor
N_p	Bæreevnefaktor
N_q	Bæreevnefaktor
N_{Rd}	Dimensjonerende trykkapasitet for stiver

Tabell 11.11—1 (fortsettelse)

Symbol	Forklaring
p_d	dimensjonerende trykk
P_A	Aktivt jordtrykk
P_P	Passivt jordtrykk
P_p	Prøvelast anker
p_r	Resulterende mottrykk
P_0	Låselast anker
P'_{vm}	Midlere effektiv vertikalspenning
P'_{vp}	vertikal effektivspenning ved spiss av forankring
$Q_{dst, d}$	Dimensjonerende verdi av destabiliserende variable vertikale påvirkninger
$Q_{ULS, d}$	Dimensjonerende linjelast
q	Terrenglast Last på bjelke
q_d	Dimensjonerende terrengbelastning
$q_{serv, k}$	Karakteristisk linjelast bruksgrensetilstand
$R_{bolt, d}$	Dimensjonerende motstandskapasitet til bolt
R_d	Dimensjonerende motstand
$R_{ULS, d}$	Dimensjonerende verdi av motstanden til et anker
R_d	Ankerets geotekniske motstand
r	Ruhet
$S_{dst, d}$	Strømtrykk
σ'_v	Vertikal effektivspenning
$T_{d; stål-mørtel}$	Heft stål/mørtel
T_c	Maksimal skjærspenning
T_k	Bergmassens karakteristiske heftfasthet
T_v	Virkelig skjærspenning
u_A	Poretrykk aktiv side
u_e	Ubalansert vanntrykk
u_P	Poretrykk passiv side
$\tilde{u}_A$	Poretrykk etter strømning aktiv side
$\tilde{u}_P$	Poretrykk etter strømning passiv side
$V_{dst, d}$	Dimensjonerende verdi av destabiliserende vertikal påvirkning
W	Motstandsmoment
W_{el}	Elastisk motstandsmoment
W_{pl}	Plastisk motstandsmoment
z	Dybde
z_m	Dybde til momentmaksimum
z_n	Nødvendig fotdybde
ψ	Bergmassens bruddvinkel i grader
ψ_0	Reduksjonsfaktor for kombinerings av variabel last

12 Fundamentering på peler

12.1 Generelt grunnlag

12.1.1 Innledning

For dimensjonering av peler og pelegrupper henvises det til Statens vegvesens vegnormal [N400:2025](#) [\[9\]](#) og Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#) utgitt av Norsk Geoteknisk Forening. Dette kapittelet omhandler grunnlag for og eksempler på geotekniske vurderinger for enkeltpeler og pelegrupper. Det er prøvd å tilpasse inndelingen av kapittelet slik at denne sammenfaller med hovedinndelingen til Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#). Det er også tilstrebt å tilpasse kapittelet slik at teksten ikke er en gjentakelse av Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#), men heller kommer med suppleringer ut ifra Statens vegvesens erfaringer og synspunkter. Noe overlapp av tekst er uunngåelig slik at brukeren av denne veiledningen får en helhetlig forståelse av viktige hensyn som er nødvendig ved prosjektering og utførelse av peler.

Innhold og symbolbruk er i hovedsak i samsvar med Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) og Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#).

12.1.2 Dokumentasjon av peler

Peler skal være CE-merket i henhold til relevant standard for peletypen og leveres med ytelseserklæring – DoP (Declaration of Performance), jf. Byggevareforskriften [\[231\]](#). Det er viktig at utførende er oppmerksom på dokumentasjonskravene slik at påkrevd produktdokumentasjon inngår som en del av leveransen fra leverandør, jf. Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#).

12.1.3 Helse, miljø og sikkerhet

Ved pelefundamentering brukes det mye stort utstyr som vil påvirke aktiviteten på byggeplassen, se nærmere omtale i kapittel 1.5 i Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#).

12.1.4 Naboforhold og støy

Pelearbeider kan innebære tunge terrenginngrep som påvirker omgivelsene. For å redusere risiko for skade på naboområder og egen tomt anbefaler både Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#) og Byggegropveiledningen [\[33\]](#) å etablere et måleprogram for å forebygge skader, kontrollere påvirkning og effekt av tiltak.

Pelearbeider vil også kunne forårsake en del støy. Restriksjoner på støy og vibrasjoner vil kunne føre til at rammede peler ikke kan benyttes. Med utgangspunkt i Arbeidsmiljøloven [\[232\]](#) har ulike kommuner utarbeidet forskrifter om begrensning av støy. Støy fra ramming av peler overskrider normalt støyforskrifter. Dette omtales i M-2061 Veileder om behandling av støy i arealplanlegging [\[233\]](#). Dispensasjon fra ulike støyforskrifter krever at utførende søker om dette fra den enkelte kommune eller bydel. Normalt gis det dispensasjon fra støyforskriften ved bruk av standard maskiner, men det vil kunne pålegges arbeidstidsbegrensninger avhengig av type bymiljø og avstander til naboer. Borede peler medfører også støy i noe grad, men langt mindre enn rammede peler. Vibrasjoner fra peling vil også kunne påvirke nærliggende bygg, konstruksjoner eller infrastruktur. Borede peler vil også kunne skape utfordringer med hensyn til naboeiendommer og infrastruktur. Boring fra bunn av byggegropper under grunnvannstand har ført til lekkasjer og setninger jf. Byggegropveiledningen [\[33\]](#).

12.1.5 Utslipp

Fremover vil det nok bli mer fokus på fossilfrie og utslippsfrie byggeplasser. Enn så lenge har vi ikke kommet helt i mål med dette arbeidet ennå, selv om det i dag brukes biodrivstoff og elektrisitet/hybrid løsninger som energikilde for enkelte anleggsmaskiner jf. kapittel 1.4.3 i Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#). Det

forventes også at det i tillegg vil bli mer fokus på reduksjon av utslipp fra selve produksjonen av pelematerialer i tiden fremover.

Boring av peler produserer betydelige mengder med boreslam og det er viktig å påse at boreslammet blir håndtert på riktig måte. Vanligvis vil det ikke være tillatt å slippe boreslam ut på avløpsnett eller til vann og elver. Og som et minimum vil det være behov for sedimentasjonsanlegg, mens det i enkelte tilfeller vil være behov for sugebil.

12.1.6 Bruk av grensetilstandsmetoden ved pelefundamentering

Grensetilstandsmetoden er en metode som ser på om en konstruksjon har tilstrekkelig kapasitet til å motstå påvirkningen av laster med hensyn til mulighet for brudd, og som også ser på at det ikke oppstår skadelige deformasjoner eller nedbrytning.

For pelefundamentering gjelder følgende grensetilstander, og det er nødvendig å oppfylle begge grensetilstander ved prosjektering:

- pelens bæreevne (gjelder for pelens bæreevne i jord/på berg)
- pelens kapasitet (gjelder for peletverrsnittet – pelematerialets motstandsevne)

Grensetilstandsmetoden innfører de formelle sikkerhetskrav gjennom partialfaktorer (sikkerhetsfaktorer) for laster og materialer. Disse dekker usikkerheter med hensyn til lastenes størrelse og virkning, pelematerialets fasthet, jordens fasthet, beregningsmetoder, toleranser ved fremstillingen osv.

Dimensjonerende motstand for pelefundamenter er den minste av følgende to størrelser; pelens bæreevne og pelens installerte kapasitet.

Pelens bæreevne

Dimensjonerende bæreevne $R_{c;d}$ bestemmes ved å dividere karakteristisk bæreevne $R_{c;k}$ med en partialfaktor γ_t for motstand som er avhengig av installasjonsmetode av pelen jf. [Kapittel 12.1.9.2](#).

Pelens installerte kapasitet

Installert kapasitet N_i som bestemmes ved å multiplisere peletverrsnittets kapasitet $N_{c,Rd}$ med en reduksjonsfaktor f_a . Reduksjonsfaktoren f_a tar hensyn til det som skiller en pel fra andre konstruksjonselementer og til forhold som er spesifikke for det aktuelle pelearbeidet, se [kapittel 12.1.9.3](#). For frittstående pelegrupper gjelder egne reduksjonsfaktorer f_v jf. [Kapittel 12.1.9.3](#).

Dimensjonerende brukstid

Dimensjonerende brukstid (levetid) for pelefundamenter er iht. [N400:2025, Krav 1.1.6—1 \[9\]](#) 100 år.

12.1.7 Prinsipp dimensjonering med partialfaktormetoden

Prinsipp ved dimensjonering med partialfaktormetoden etter Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) er forklart i flytskjema i figur 1-3 i Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#).

Iht. Eurokode 7- del 1 [\[3\]](#) og NGF sjekkliste kapittel 7 Peler [\[234\]](#) skal følgende grensetilstander vurderes, og det skal settes opp en liste over de tilstandene som er aktuelle for prosjektet:

- tap av områdestabilitet
- bæreevnebrudd i pelefundamentet
- løfting eller utilstrekkelig strekkmotstand i pelefundamentet
- brudd i grunnen forårsaket av tverrbelastning av pelefundamentet
- brudd i selve pelen ved trykk, strekk, bøyning, knekning eller skjær

- kombinert brudd i grunnen og i pelefundamentet
- kombinert brudd i grunnen og konstruksjon
- for store setninger
- for stor heving
- for stor lateral bevegelse
- uakseptable vibrasjoner

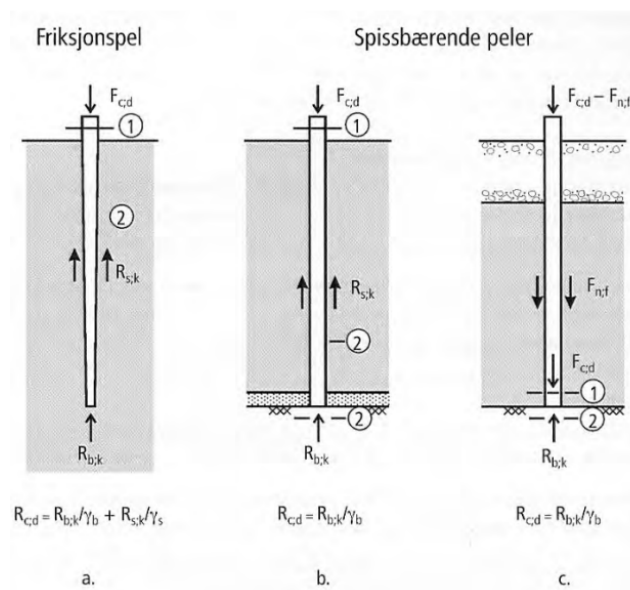
12.1.8 Laster og partialfaktorer

Dimensjonerende laster (påvirkninger) beregnes som angitt i Eurokode 0 [2].

Partialfaktorer for beregning av dimensjonerende laster er angitt i Eurokode 0 [2] og er i samsvar med *dimensjoneringsmetode 2* i Eurokode 7 – del 1 [3].

12.1.9 Pelers bæreevne og partialfaktorer

En pels aksiale bæreevne er den last grunnen vil kunne oppta fra pelen ved mobilisering av jordens styrke som sidefriksjon og spissmotstand. Peler betegnes som friksjonspeler eller spissbærende peler etter måten lasten overføres til grunnen på. En prinsippsskisse for overføring av laster på enkeltpeler er vist i figur 12.1.9—1.



Tegnforklaring:

Snitt 1: Kontroll av peletverrsnittets kapasitet

Snitt 2: Kontroll av pelens bæreevne i jord/på berg

$R_{c,d}$ = dimensjonerende bæreevne

$R_{s,k}$ = karakteristisk sidefriksjon

$R_{b,k}$ = karakteristisk spissmotstand

$F_{n,f}$ = negativ friksjon (påhengslast)

$F_{c,d}$ = dimensjonerende last (aksiell)

γ_b = partialfaktor for spissmotstand

γ_s = partialfaktor for sidefriksjon

Figur 12.1.9—1 — Prinsippsskisse for lastoverføring på enkeltpeler

12.1.9.1 Karakteristisk bæreevne, $R_{c,k}$

Karakteristisk bæreevne for enkeltpel $R_{c,k}$ bestemmes, i henhold til prinsippene i Eurokode 7 – del 1 [3], ved å dividere beregnet eller målt bæreevne med korrelasjonsfaktoren ξ . Korrelasjonsfaktoren ξ er avhengig av metode, omfang og pålitelighet ved bestemmelse av målt bæreevne ($R_{c,m}$) eller beregnet bæreevne ($R_{c,cal}$).

Verdier for målt bæreevne ($R_{c;m}$) oppnås ved prøvebelastning eller målinger som gir grunnlag for vurdering av bæreevne (elastisk stukning, PDA etc.) mens verdier for $R_{c;cal}$ bestemmes ut fra bæreevneformler. Karakteristisk bæreevne er gitt ved:

$$R_{c;k} = \frac{R_{c;m}}{\xi} \quad (12.1.9.1-1)$$

eller

$$R_{c;k} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} \quad (12.1.9.1-2)$$

Verdier for ξ_1 , - ξ_6 er gitt i Eurokode 7 – del 1 [3].

Når det gjelder valg av ξ_i innenfor hver gruppe med prøvemethoder så betyr:

$$R_{c;k} = \min \left\{ \frac{(R_{c;m})_{mean}}{\xi_1}, \frac{(R_{c;m})_{min}}{\xi_2} \right\} \quad (12.1.9.1-3)$$

Dvs. at ξ_1 skal iht. Eurokode 7 – del 1 [3] anvendes på midlere verdi og ξ_2 på laveste verdi . Tilsvarende gjelder henholdsvis også for ξ_3 og ξ_4 og for ξ_5 og ξ_6 .

For konstruksjoner med tilstrekkelig styrke til å overføre laster fra "svake" til "sterke" peler vil verdiene for ξ_1 og ξ_2 og for ξ_3 og ξ_4 kunne divideres med 1,1 forutsatt at ξ_1 og ξ_3 aldri er mindre enn 1,0.

Eurokode 7 – del 1 [3] angir at dynamiske prøvebelastninger kan brukes til å anslå bæreevnen, forutsatt at det er utført en egnet grunnundersøkelse, og at metoden er kalibrert mot statiske prøvebelastninger av samme type pel, med lignende lengde og tverrsnitt og under sammenlignbare grunnforhold.

På tilsvarende måte krever Eurokode 7 – del 1 [3] også at ved bruk av resultater fra grunnundersøkelser skal disse være basert på erfaringer fra sammenlignbare forhold på grunnlag av prøvebelastning av peler.

De beregningsmåter som beskrives i denne veiledningen og som er i samsvar med Peleveiledningen 2019 [69], oppfyller disse krav under normale forhold. Ved forhold som avviker fra dette erfaringsgrunnlaget må spesielle vurderinger foretas.

Tabell 12.1.9.1-1 er en sammenstilling av korrelasjonsfaktorer ξ og modellfaktorer gitt i Eurokode 7 – del 1 [3]. I tabell 12.1.9.1-1 oppgis verdier for ξ_5 og ξ_6 etter at disse er multiplisert med de ulike modellfaktorene.

I tabell 12.1.9.1-1 differensieres det mellom ulike korrelasjonsfaktorer ved bruk av rammeformel med og uten måling av elastisk stukning. Denne elastiske stukningen (elastisk deformasjon) måles under rammingen ved å utføre en bevegelsesmåling, hvor en måler peletoppens bevegelse under slaget jf. Peleveiledningen 2019 [69]. I tillegg til et mål av elastisk stukning får man også et mål av plastisk deformasjon (varig synkning).

Tabell 12.1.9.1—1 — Korrelasjonsfaktor ξ i henhold til Eurokode 7 - del 1 [3]

Type prøver	Korrelasjonsfaktorer ξ							
Statistiske prøvebelastninger $R_{c;k} = \text{Min}$ $\left\{ \frac{(R_{c;m})_{mean}}{\xi_1}; \frac{(R_{c;m})_{min}}{\xi_2} \right\}$	n = antall peler som prøves							
	ξ for n =	1	2	3	4	≥ 5		
	ξ_1	1,40	1,30	1,20	1,10	1,00		
	ξ_2	1,40	1,20	1,05	1,00	1,00		
Grunnundersøkelser/Statisk bæreevne $R_{c;k} = \text{Min}$ $\left\{ \frac{(R_{c;cal})_{mean}}{\xi_3}; \frac{(R_{c;cal})_{min}}{\xi_4} \right\}$	n = antall profiler med prøvinger							
	ξ for n =^a	1	2	3	4	5	7	10
	ξ_3^b	1,55	1,55	1,45	1,45	1,45	1,35	1,35
	ξ_4^b	1,55	1,55	1,33	1,33	1,33	1,20	1,20
Dynamisk slagprøving (f.eks. PDA), Støtbølge-teori $R_{c;k} = \text{Min}$ $\left\{ \frac{(R_{c;m})_{mean}}{\xi_5}; \frac{(R_{c;m})_{min}}{\xi_6} \right\}$	n = antall peler som prøves							
	ξ for n =	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20		
	$\xi_5^{b,c}$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40		
	$\xi_6^{b,c}$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25		
Slagprøving med sammenfallende signaler	$M_f \cdot \xi_5^b$	1,36	1,28	1,23	1,21	1,19		
	$M_f \cdot \xi_6^b$	1,28	1,15	1,11	1,06	1,06		

Tabell 12.1.9.1—1 — Korrelasjonsfaktor ξ i henhold til Eurokode 7 - del 1 [3] (fortsettelse)

Type prøver	Korrelasjonsfaktorer ξ							
(f.eks. PDA med CAPWAP - analyse) Modellfakt or $M_f = 0,85$								
Rammeformel	n = antall peler som prøves							
$R_{c;k} = \text{Min} \left\{ \frac{(R_{c;m})_{mean}}{\xi_5}; \frac{(R_{c;m})_{min}}{\xi_6} \right\}$	ξ for n =	≥ 2	≥ 5	≥ 10	≥ 15	≥ 20		
Rammeformel med målt tilført energi (PDA u/ CAPWAP) og elastisk stukning Modellfakt or $M_f = 1,0$	$M_f \cdot \xi_5^b$	1,60	1,50	1,45	1,42	1,40		
	$M_f \cdot \xi_6^b$	1,50	1,35	1,30	1,25	1,25		
Rammeformel og måling av elastisk stukning av pel Modellfakt or $M_f = 1,10$	$M_f \cdot \xi_5^b$	1,76	1,65	1,60	1,56	1,54		
	$M_f \cdot \xi_6^b$	1,65	1,49	1,43	1,38	1,38		
Rammeformel uten måling av elastisk stukning av pel	$M_f \cdot \xi_5^b$	1,92	1,80	1,74	1,70	1,68		
	$M_f \cdot \xi_6^b$	1,80	1,62	1,56	1,50	1,50		

Tabell 12.1.9.1—1 — Korrelasjonsfaktor ξ i henhold til Eurokode 7 - del 1 [3] (fortsettelse)

Type prøver	Korrelasjonsfaktorer ξ							
Modellfakt or $M_f = 1,20$								
^a Antall prøvingsprofiler n er å forstå som: $n = 1$ og $n = 2$ angir anbefalte verdier for ξ forutsatt at kjennskap til grunnforholdene er begrenset samtidig som det forventes betydelige variasjoner i grunnforholdene. $n = 3$ til $n = 5$ angir anbefalte verdier for ξ forutsatt normalt godt kjennskap til grunnforholdene. $n = 7$ og $n = 10$ angir anbefalte verdier for ξ forutsatt at omfattende felt- og laboratoriedata foreligger, og forutsatt at usikkerhetene i vurderingene av jordartsparametere er små. ^b Dersom dynamisk slagprøving brukes til påvisning av verdier beregnet fra resultater fra grunnundersøkelser, og den dynamiske slagprøvingen gir høyere karakteristisk verdi enn beregnet verdi, kan verdiene for ξ_3 til ξ_6 multipliseres med en modellfaktor på 0,90. ^c ξ-verdiene multipliseres med en materialfaktor M_f avhengig av måleopplegg under rammingen.								

Peleveiledningen 2019 [69] anbefaler at n -verdier ikke tolkes som nødvendig antall borprofiler for å vurdere valg for ξ , men at valg av n -verdi inngår i en samlet vurdering ut fra kjennskap til grunnforholdene. Peleveiledningen 2019 [69] sier at den geoteknisk prosjekterende kan stille seg spørsmålet: «På en skala fra 1 til 10. Hvor godt kjennskap har du til grunnforholdene?»

Eurokode 7 – del 1 [3] krever at bæreevnene skal vurderes basert på ξ_3 og ξ_4 , hvor den minste karakteristiske bæreevne benyttes ved prosjektering.

12.1.9.2 Dimensjonerende bæreevne

Den dimensjonerende aksiale bæreevnen til en pel bestemmes ved å dividere karakteristisk bæreevne med en partialfaktor for motstand som er avhengig av installasjonsmetode av pelen. Dimensjonerende bæreevne bestemmes ut ifra:

$$R_{c;d} = \frac{R_{c;k}}{\gamma_t} \quad (12.1.9.2—1)$$

eller

$$R_{c;d} = \frac{R_{b;k}}{\gamma_b} + \frac{R_{s;k}}{\gamma_s} \quad (12.1.9.2—2)$$

MERKNAD hvor

$R_{c;d}$ = dimensjonerende bæreevne

$R_{c;k}$ = karakteristisk bæreevne totalt

$R_{b;k}$ = karakteristisk spissmotstand

$R_{s;k}$ = karakteristisk sidefriksjon

γ_t = partialfaktor for total bæreevne

γ_b = partialfaktor for spissmotstand

γ_s = partialfaktor for sidefriksjon

For anbefalinger for verdier for γ_t , γ_b og γ_s vises det til Peleveiledningen 2019 [69] og Eurokode 7 – del 1 [3]. I nasjonalt tillegg (NA) til Eurokode 7 – del 1 [3] er det gitt samme verdi for partialfaktor for spissmotstand, sidefriksjon (trykkpel) og total bæreevne.

12.1.9.3 Dimensjonerende og installert kapasitet

Dimensjonerende kapasitet, $N_{c,Rd}$

Peletverrsnittets dimensjonerende aksialkraftkapasitet ved trykkpåkjenning $N_{c,Rd}$ beregnes etter prosjekteringsstandarden for det valgte pelematerialet. $N_{c,Rd}$ beregnes som kapasiteten til en rett og knekkavstivet søyle med sentrisk last.

Installert kapasitet

Installert kapasitet N_i beregnes ved å multiplisere dimensjonerende kapasitet $N_{c,Rd}$ med en reduksjonsfaktor f_a .

$$N_i = N_{c,Rd} \cdot f_a \quad (12.1.9.3-1)$$

Dersom knekning er dimensjonerende, velges den minste verdi av $N_{c,Rd}$ og knekkapasiteten $R_{k;d}$. For knekning henvises det til Peleveiledningen 2019 [69].

Reduksjonsfaktor, f_a

Reduksjonsfaktoren f_a er en reduksjonsfaktor av pelens installerte kapasitet, og tar hensyn til det som skiller en pel fra andre konstruksjonselementer og til forhold som er spesifikke for pelearbeider. Reduksjonsfaktoren fastlegges etter en samlet vurdering av alle forhold som vil kunne tenkes å påvirke kapasiteten.

Av forhold som må vurderes er:

- pelens krumning
- rammeforhold (rammespenninger, antall slag etc.)
- boring (manglende sidestøtte pga. mulig utvasking ved spyling)
- korrosjon
- geometriske forhold (unøyaktig plassering/helning, varierende pelelengder)
- feil ved pelene (utstøpte peler, etablering av pelefot)
- grunnforhold (omfang og nøyaktighet i kartlegging)
- utførelse og kontroll

f_a faktoren velges som 0,6 ved ugunstige forhold og 0,9 ved gunstige forhold. En oppsummering av hvilke forhold som ansees ugunstige og gunstige med hensyn til valg av f_a er vist i Peleveiledningen 2019 [69]. Vegnormal N400:2025, Krav 7.5.2—13 [9] angir at valg av reduksjonsfaktor skal begrunnes.

Det er mulig å benytte ulike f_a faktorer i forskjellige bruakser med ulike peletyper og/eller varierende grunnforhold.

Reduksjonsfaktor for frittstående pelegruppe (bruer)

For frittstående pelegrupper med utstøpte stålrørspeler gjelder spesielle regler for reduksjonsfaktor f_v , jf. vegnormal N400:2025, Krav 7.6.3—1 [9].

12.1.9.4 Utnyttelse av pel – nødvendig bæreevne

I de fleste tilfeller ønsker en å utnytte peletverrsnittets fulle installerte kapasitet N_i for optimalisering av pelen. Dette betyr at pelens dimensjonerende aksiale bæreevne $R_{c;d}$ settes større eller lik installert kapasitet N_i . I enkelte tilfeller er det ikke anbefalt å benytte peletverrsnittet fullt ut, dette gjelder f.eks. rammede peler hvor en ikke ønsker at tillatte rammespenninger overskrides.

$$R_{c;d} \geq N_i \quad (12.1.9.4-1)$$

12.2 Forundersøkelser (Kartlegging av grunnforhold)

Det er viktig at det utføres tilstrekkelig med grunnundersøkelser med hensyn til pelearbeider. Vegnormal [N400:2025, 1.1.3 \[9\]](#) gir en del krav til undersøkelse av grunnforhold. Og ved spesielt krevende grunnforhold skal nødvendige forutsetninger avklares ved teknisk kontroll av konsept (jf. vegnormal [N400:2025, Krav 1.1.3-2 \[9\]](#)). Med spesielt krevende grunnforhold menes her:

- kvikkleire med hellende terreng og skredfare
- grunnforhold/bergforekomster med syredannende egenskaper og som kan føre til korrosjon på konstruksjonsmaterialer
- store variasjoner i dybde til berg, eller sterkt hellende berg
- fundamentering på store vandtyp
- løst lagret og vannmettet silt og sand med skredfare
- artesisk vanntrykk i grunnen
- nærhet til andre konstruksjoner

Det er viktig at grunnundersøkelser utføres i tidlig planfase, for planlegging av grunnundersøkelser se [kapittel 2](#). Kapittel 2 i Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#) gir en beskrivelse av hva som er viktig å ta hensyn til når man utfører grunnundersøkelser for pelearbeider.

Det er viktig at det foretas undersøkelser i tilstrekkelig dybde under pelespiss for friksjonsspeler mtp. setningsberegninger, kartlegging av eventuelle bløtere lag like under et fast lag ved spissbærende peler og kartlegging av ev. artesisk poretrykk under pelespiss som kan føre til utvasking av masser og drenering av vann opp langs pel.

Omfanget av grunnundersøkelser vil også ha betydning for utnyttelsesgraden av pelenes bæreevne. Ved god kunnskap om grunnforholdene gir dette grunnlag for høyere karakteristisk bæreevne ved valg av korrelasjonsfaktoren ξ . I tillegg vil kunnskap om grunnforholdene også påvirke installert kapasitet ved valg av reduksjonsfaktoren f_a , jf. [Kapittel 12.1.9.3](#).

Grunnforhold

Ved dimensjonering av enkeltpeler og pelegrupper er det nødvendig at aktuelle laster, grunnforhold og grunnvannstand (inkludert initiell poretrykksfordeling med dybden) er kartlagt i tilstrekkelig grad. Grunnundersøkelsene utføres både med tanke på løsmassenes og bergets egenskaper og dybder til berg.

Ved f.eks. fundamentering av brufundamenter anbefales det som et minimum å utføre en sonderboring i hvert hjørne av fundamentet, samt et par i midten om fundamentet viser seg å være stort. Kun når det er åpenbart at berget ligger så dypt at fundamentering til berg er utelukket, vil en detaljert bestemmelse av bergdybde kunne utelates. Eksempelvis har pelelengder (stålrørspeler) på opptil 90 meter vært benyttet ved større bruarbeider her i landet.

Der hvor det er planlagt spissbærende peler til berg er det også viktig at det utføres tilstrekkelig med boringer for å få et godt grunnlag av bergoverflaten. Det vil alltid være lokale variasjoner i bergoverflaten (se [figur 12.2-1](#)), og den vil aldri være mer nøyaktig enn det antall boringer som er utført.



Figur 12.2—1 — Variasjon i bergoverflate Foto: Frode Oset, Statens vegvesen

Ved beregning av rammede friksjonspellers bæreevne i leire (se [kapittel 12.4.1.2](#)) anbefales det eksempelvis å ta prøver minimum hver 5 meter (jf. [Kapittel 2](#)) og øke antall målinger av plastisitetsindeks I_p (jf. [Kapittel 3](#)) for sikrere bestemmelse av empirisk sidefriksjonsfaktoren α .

Kartlegging av bergarter

Det påpekes at det i tillegg til å sjekke løsmassenes art, geotekniske egenskaper og dybder til berg eller fast grunn vil være nyttig å kartlegge hvilke typer bergarter som finnes for det aktuelle området. Dette med tanke på bæreevne til berget, men også at aggressive bergarter som f.eks. alunskifer vil kunne tære på ubehandlede stålkjernepeler/pelespisser samt betong i for eksempel borede pilarer. Det kan derfor i forbindelse med pelearbeider være nyttig å sjekke berggrunnskart ([Berggrunn \(ngu.no\) \[35\]](#)), alunskiferkart ([alunskiferkart.pdf \(dsa.no\) \[235\]](#)) og kart som viser utbredelsen av dypforvitring ([Results - Geoscience Data Portal \(ngu.no\) \[36\]](#)).

Grunnvannstand og poretrykk

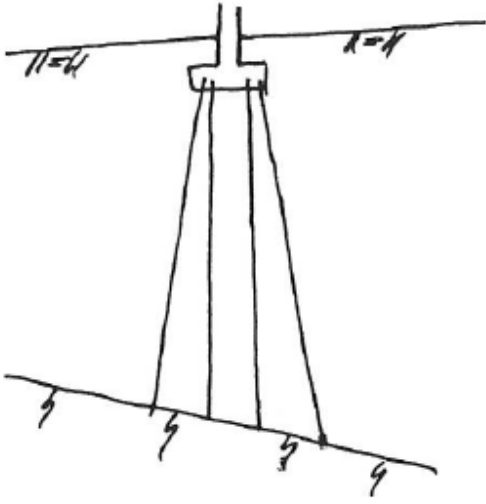
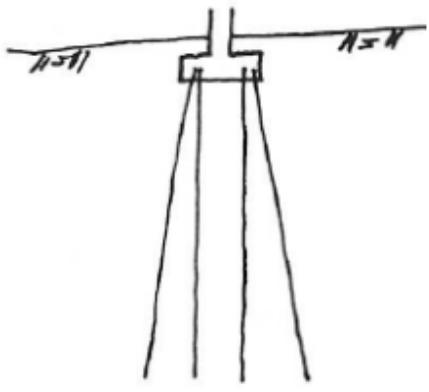
Det er viktig å ha god kontroll på poretrykket ifm. både boring og ramming av peler. Boring eller ramming av peler gjennom eller ned i vannførende lag med artesisk trykk vil kunne føre til utvasking av masser langs pelene og underliggende lag jf. Byggegrøpveiledningen [\[33\]](#). Dette vil kunne føre til redusert bæreevne og/eller setninger. Det anbefales å sette poretrykksmålere i flere nivåer, inkludert like over berg, for å få en god kartlegging av poretrykksfordelingen. Videre anbefales det å starte målingene i god tid (minst 1 år) før pelearbeidene for å fange opp eventuelle årstidsvariasjoner jf. [Kapittel 2](#).

I leire, løst lagret silt og finsand vil peleramming kunne føre til en økning av poretrykket og dermed en reduksjon av jordens skjærfasthet, som igjen vil ha innvirkning på stabiliteten. Ved anstrengt stabilitet vil det kunne være behov for å velge en peletype som gir liten poretrykksoppbygging, eventuelt utføre tiltak for å redusere påvirkningen av pelingen slik som avlasting, motfylling, uttak av leirpropper, vertikaldrenering, avbrudd i pelearbeidene ved poretrykk over terskelverdi eller opphold mellom peleramming og eventuell utgraving/oppfylling som vil kunne forverre stabiliteten.

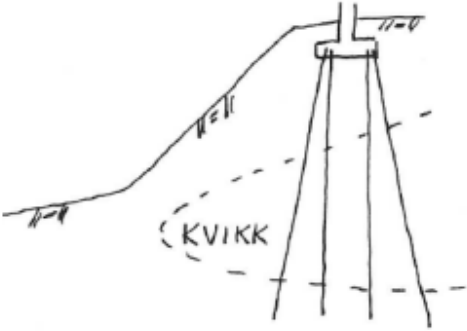
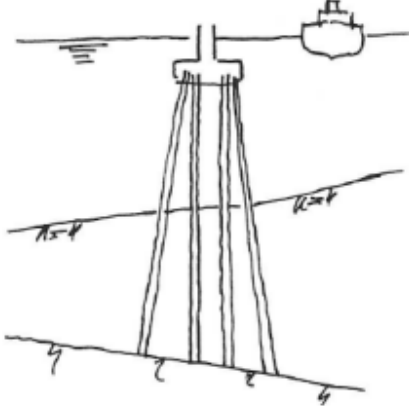
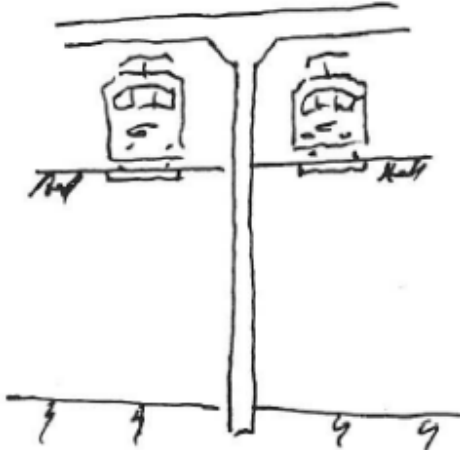
12.3 Valg av peler

Ved valg av peler for et gitt prosjekt vil det kunne være mer enn én løsning som er mulig å velge. Det er flere faktorer som spiller inn ved valg av peler, for eksempel statikk, geoteknikk, geologi og anleggsteknikk. I tillegg er bærekraft, inkludert miljø og reduserte klimagassutslipp, en viktig faktor i vurderingen.

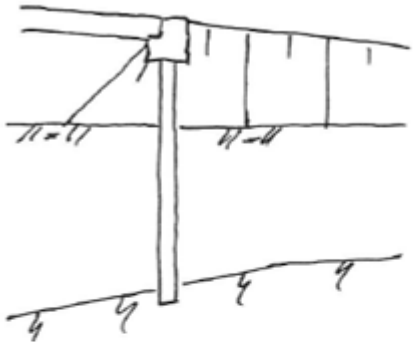
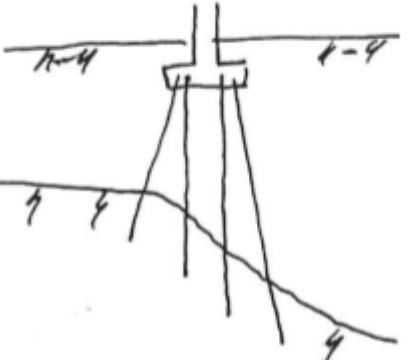
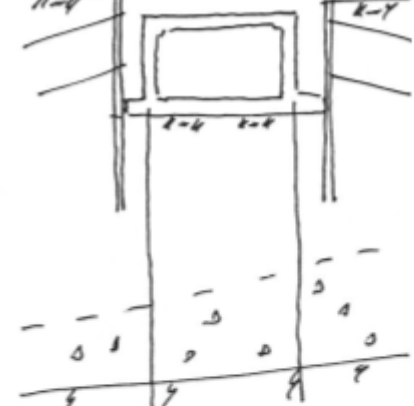
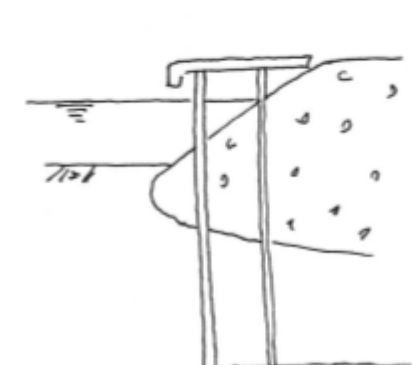
[Figur 12.3—1](#) viser noen typiske problemstillinger og hvilke peletyper som vil kunne være aktuelle:

	Problemstilling: • Moderate dybder til berg • Enkle bergforhold, lite skrånende berg • Peler på land • Ikke stabilitetsproblemer • Ikke grove steinmasser Valg av peletyper: • Spissbærende betongpeler • Spissbærende rammede/borede stålrørspeler • Rammede profilstål • Stålkjernepeler
	Problemstilling: • Moderate til store dybder til berg • Peler til bæredyktig lag • Peler på land • Ikke stabilitetsproblemer Valg av peletyper: • Betongpeler som friksjonspeler (moderate laster) • Stålrørspeler som friksjonspeler (større laster) • Rammede spissbærende peler til bæredyktig lag

Figur 12.3—1 — Typiske problemstillinger ved pelefundamentering (modifisert etter Johansen [\[236\]](#)) (fortsetter)

	Problemstilling: • Moderate dybder til berg • Stabilitetsproblemer (unngå massefortrengning) Valg av peletyper: • Betongpeler med pølsetrekking i forkant • Betongpeler i kombinasjon med vertikaldren • Plasstøpte peler (pilarer) • Åpne stålrørspeler (rammede/borede) • Rammede profilstål med lite massefortrengning
	Problemstilling: • Peler i sjø • Ramming av peler fra flåte • Knekning • Moderate dybder til berg Valg av peletyper: • Spissbærende stålrørspeler
	Problemstilling: • Store laster • Trangt og ikke plass til pelehode/fundament Valg av peletyper: • Plasstøpte peler (pilarer) som går direkte over i søyler • Stålrørspeler som går direkte over i søyler

Figur 12.3—1 — Typiske problemstillinger ved pelefundamentering (modifisert etter Johansen [236]) (fortsetter)

	Problemstilling: • Store laster • Oppfylling som gir setninger og påhengslaster på pelene • Moderate dybder til berg Valg av <u>peletyper</u>: • <u>Plasstøpte</u> peler (pilarer) som går direkte over i søyler • Stålrørspeler som går direkte over i søyler
	Problemstilling: • Skrått berg, vanskelige bergforhold • Bløte løsmasser som gir pelene lite sidestøtte over berg Valg av <u>peletyper</u>: • Stålkjernepeler • Rammede stålrørspeler med hul spiss og <u>dybel</u> • Borede stålrørspeler
	Problemstilling: • Trange forhold ved pelearbeid • Blokker og fyllmasser • Samtidighet i utførelse Valg av <u>peletyper</u>: • Stålkjernepeler
	Problemstilling: • <u>Ramming</u> gjennom steinfylling Valg av <u>peletyper</u>: • Stålrørspeler • Profilstål

Figur 12.3—1 — Typiske problemstillinger ved pelefundamentering (modifisert etter Johansen [236])

Valg av peletype (og derigjennom stivheten for fundamentet) vil også kunne ha betydning for lastfordelingen mellom de ulike fundamentene i en konstruksjon. I en total optimalisering vil det således være nyttig å gjennomføre systemanalyser hvor både pelegruppene og over-liggende konstruksjon inngår.

Vanlige peletyper i Norge og deres aktuelle pelelengder, typiske laster og fordeler/ulempen er vist i [tabell 12.3—1](#).

Tabell 12.3—1 — Vanlige peletyper og anbefalte verdier (modifisert etter Peleveiledningen 2019 [69])

Peletype	Aktuelle pelelengder (m)	Typiske laster (kN) **	Fordeler	Ulemper	Friksjons-(F)/ Spissbærende (S)
Betongpeler	7-50*	1780-3890	Rimelig	Liten momentkapasitet, stort pelehode	F,S
Stålpeler	20-70	2000-7000	Liten massefortrengning	Krevende sveiseskjøting, korrosjon	F,S
Rammede stålrørspeler	20-90	4000-10000	Velegnet i vann, tåler hard ramming	Massefortrengning	F,S
Borede stålrørspeler	10-50	4000-25000	Velegnet i vann	Mulighet for grunnbrudd i bløt leire	F,S
Stålkjernepeler	5-70	1700-9000	Ikke massefortrengning	Mulig erosjon under boring, redusert kapasitet i bløte masser pga. knekningsfare	S
Plasstøpte peler (pilarer)	5-50	5000-25000	Ikke massefortrengning, lite støy og rystelser		F,S
Trepeler (lite brukt)				Massefortrengning, stort pelehode	F
* Vegnormal N400:2025, Krav 7.5.1—1 [9] fraråder bruk av rammede peler med lengde < 7 meter i veiledningsteksten til kravet.					
** Dimensjonerende tverrsnittskapasitet uten opptredende moment					

Brufundamenter og vegfylling

Brufundamenter fører som regel ned store krefter til grunnen og brukonstruksjonene skal dimensjoneres for en brukstid (levetid) på 100 år iht. vegnormal [N400:2025, Krav 1.1.6—1 \[9\]](#). Det anbefales derfor å velges robuste løsninger. På grunn av logistikk på byggeplassen anbefales det å bruke færrest mulig peletyper på én konstruksjon.

Rammede stålrørspeler er mye brukt, siden det ofte er store krefter som føres ned i grunnen, men betongpeler, stålkjernepeler, borede peler og rammede stålpeler brukes også i stor grad i Norge. Ved bruk av stål er det viktig at korrosjon av materialet ivaretas i hele konstruksjonens dimensjonerende brukstid (levetid).

Peler under vegfylling tar opp mindre krefter, og der benyttes gjerne betongpeler.

For nærmere omtale av valg av peletyper henvises det til Peleveiledningen 2019 [69].

Plassering av peler

Ramming og boring av peler er grovt arbeid med store maskiner, og pelene vil kunne dra seg skjevt ut hvis de treffer på steiner, treverk eller andre konstruksjoner i grunnen. Nøyaktig plassering i vann er enda mer krevende. Pelearbeidene har derfor mindre krav til nøyaktighet enn betong- og stålarbeider i fundamenter og søyler jf. retningslinje R762 Prosesskode 2 [223]. En pel som føres opp over bakken gjennomgående for også å være søyle blir ofte stående litt skjev, og gir et lite pent estetisk uttrykk. Ulike toleransekrav vil også kunne gi avvik i grensesnittene som er vanskelig å fange opp. Det anbefales å bruke plasstøpte fundamenter og dekker rundt peler i størst mulig grad. Ved eventuell bruk av prefabrikkerte fundamenter og dekker må en i det minste ivareta pelenes avvik på plassering i grensesnittene.

12.4 Bæreevne av enkeltpeler

12.4.1 Aksialt belastede peler

12.4.1.1 Rammede friksjonspeler i sand

Overslagsberegninger av bæreevne

Karakteristisk bæreevne $R_{c;k}$ i trykk beregnes som summen av friksjonsmotstanden ($R_{s;k}$) og spissmotstanden ($R_{b;k}$):

$$R_{c;k} = \frac{R_{c;cal}}{\xi} = \frac{(R_{s;cal} + R_{b;cal})}{\xi} - W_p \quad (12.4.1.1-1)$$

MERKNAD hvor

$R_{s;cal} = \int O_s \cdot \tau_{s;cal} \cdot dz$ = kraft som opptas ved friksjon

O_s = pelens omkrets i jord ($\pi \cdot D$ for sylindrisk pel)

dz = inkrementell dybde, z

D = diameter pel

$T_{s;cal} = \beta \cdot \sigma'_{v;0}$ = beregnet sidefriksjon

β = sidefriksjonsfaktor (Figur 4.2a i Peleveiledningen 2019 [69])

$\sigma'_{v;0}$ = midlere vertikal in-situ effektivspenning langs pelen

$R_{b;cal} = q'_{b;cal} \cdot A_b$ = beregnet bæreevne (kraft) ved pelespiss

A_b = spissareal

$q'_{b;cal} = N_q \cdot \sigma'_{v;0b}$ = beregnet bæreevne (spenning) ved pelespiss

W_p = Pelens vekt. Ev. jordplugg regnes med i vekten. Vekten korrigeres for oppdrift, men ikke når spissmotstanden er målt ved trykksondering.

N_q = bæreevnefaktor (Figur 4.2b i Peleveiledningen 2019 [69])

$\sigma'_{v;0b}$ = vertikal in-situ effektivspenning ved pelespiss

ξ = Korrelasjonsfaktor

Metoden hvor en bruker verdier fra figur 4.2a og figur 4.2b i Peleveiledningen 2019 [69] ansees å gi konservative verdier for bæreevnen og anbefales brukt til overslagsberegninger. Metoden forutsetter gjennomsnittlig spenning og anslått β -verdi langs hele pelens lengde og tar dermed ikke hensyn til lokale variasjoner med dybden.

Bæreevne basert på CPT

NGI99-metoden er en semi-empirisk metode som baserer seg på resultat fra trykksonderinger, og metoden anbefales brukt av Peleveiledningen 2019 [69]. Alle viktige parametere som anvendes av metoden bestemmes ut ifra trykksonderinger (CPT). Sandens relative lagringstetthet D_r er den viktigste parameteren og bestemmes fra uttrykket:

$$D_r = 0,4 \cdot \ln \left[\frac{q_c}{22 \cdot (\sigma'_{v;0} \cdot \sigma'_a)^{0,5}} \right] \quad (12.4.1.1-2)$$

MERKNAD hvor

q_c = målt ukorrigert spissmotstand ved trykksondering

$\sigma'_{v;0}$ = beregnet in-situ vertikal effektivspenning

σ_a = atmosfærisk referansetrykk (100 kPa)

Beregnet sidefriksjonen $\tau_{s; cal}$ langs hele eller deler av en pel som står i sand med samme lagringstetthet beregnes ut fra:

$$\tau_{s; cal} = \frac{z}{z_t} \cdot \sigma_a \cdot F_{Dr} \cdot F_{last} \cdot F_{spiss} \cdot F_{mat} \cdot F_{\sigma} \quad (12.4.1.1-3)$$

MERKNAD hvor

z = dybde under terreng

z_t = pelespissens endelige dybde under terreng

σ_a = atmosfærisk referansetrykk (100 kPa)

$$F_{DR} = 2,1 \cdot (D_r - 0,1)^{1,7}$$

F_{last} = 1,0 for strekkbelastning og 1,3 for trykkbelastning

F_{spiss} = 1,0 for pel som er rammet åpen og ikke har plugget under ramming

F_{spiss} = 1,6 for lukket pel eller fra det nivå pelen har plugget under ramming

F_{mat} = 1,0 for stål og tre og 1,2 for betong

$$F_{\sigma} = \left(\frac{\sigma'_{v;0}}{\sigma_a} \right)^{0,25}$$

Beregnet sidefriksjon er begrenset nedad til:

$$\tau_{s; cal} = 0,1 \cdot \sigma'_{v;0} \quad (12.4.1.1-4)$$

Spissmotstanden beregnes fra spissmotstand målt ved trykksondering (CPT) og relativ lagringstetthet ved [formel \(12.4.1.1-5\)](#) for pel som er rammet lukket.

$$q_{b; cal} = 0,8 \cdot \frac{q_c}{1 + D_r^2} \quad (12.4.1.1-5)$$

For pel som er rammet åpen beregnes total spissmotstand ut ifra det minste av:

$$q_{b;cal} = 0,7 \cdot \frac{q_c}{1 + 3 \cdot D_r^2} \quad (12.4.1.1-6)$$

regnet over hele pelens tverrsnitt eller som summen av lokal spissmotstand mot pelerørets endeflate og innvendig friksjon beregnet etter:

$$q_{b;cal} = q_c \quad (12.4.1.1-7)$$

$$\tau_i = 3 \cdot \tau_{s;u} \quad (12.4.1.1-8)$$

MERKNAD hvor

τ_i = beregnet friksjon langs innsiden

$\tau_{s;u} = \tau_{s;cal}$ fra [formel \(12.4.1.1-3\)](#)

Spissmotstanden og relativ lagringsfasthet bestemmes som representativ gjennomsnittsverdi i dybdenivå fra 1 x diameter over spiss til 2 x diameter under spiss. Peleveiledningen 2019 [\[96\]](#) anbefaler at om det er leire i en dybde mindre enn 4 x diameter under spiss er det nødvendig å kontrollere bæreevnen for gjennomløkking i leira.

Aksial bæreevne fra rammedata

Energiformelen gitt i [formel \(12.4.1.1-9\)](#) og [formel \(12.4.1.1-10\)](#) og den *utledede teoretiske rammeformelen* gitt i [formel \(12.4.1.1-12\)](#) brukes i hovedsak for overslag og kontroll av teoretisk bæreevne.

Energiformelen baseres seg på at netto energi overført til peletopp er lik den energien som går med til plastisk deformasjon (s) og til elastisk stukning (δ_e) som følger:

$$\eta \cdot W \cdot h = F_d(t) \cdot s + F_d(t) \cdot \frac{\delta_e}{2} \quad (12.4.1.1-9)$$

MERKNAD hvor

W = loddets tyngde

h = loddets fallhøyde (eller ekvivalente fallhøyde for hydraulisk dobbeltvirkende lodd)

η = rammeutstyrets virkningsgrad

$\eta \cdot W \cdot h$ = netto energi tilført peletopp

$F_d(t)$ = dynamisk aksiell kraft på topp av pel

s = varig plastisk synkning

δ_e = elastisk deformasjon (stukning) av pel og jord

Prinsippskisse er vist i figur 4-5 i Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#), her omtales også virkningsgraden, η , som tar hensyn til varierende rammeforhold. Virkningsgraden varierer vanligvis fra 0,3-0,9 avhengig av om rammeforholdene er vanskelige eller gode. Se Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#) for nærmere omtale om rammeforhold.

Energiformelen [Formel \(12.4.1.1-9\)](#) omskrives til å gi karakteristisk bæreevne ved å anta at beregnet bæreevne, $R_{c;cal}$, er lik den dynamiske pelekraften, $F_d(t)$. Denne formelen kalles vanligvis

Rammeformelen:

$$R_{c;k} = \frac{\eta \cdot W \cdot h}{\left(s + \frac{\delta_e}{2}\right) \cdot \xi} \quad (12.4.1.1-10)$$

Der bare den plastiske synkningen pr. slag måles kan den elastiske deformasjonen δ_e finnes ved følgende formel:

$$\delta_e = \frac{\omega \cdot F_d(t) \cdot l}{A \cdot E} \quad (12.4.1.1-11)$$

MERKNAD hvor

A = tverrsnittsareal av pelematerialet

E = pelematerialets elastisitetsmodul:

Stål: $E_s = 2,10 \cdot 10^8$ kPa

Betong: $E_c = 0,35 \cdot 10^8$ kPa (avhengig av fasthetsklasse og armering)

Tre: $E_w = 0,10 \cdot 10^8$ kPa

l = lengde pel ved ramming

$F_d(t)$ = dynamisk aksiell kraft på topp av pel

s = varig synkning per slag ved slutten av ramming

ω = kraftfordelingsfaktor. (Vanlig variasjonsområde 0,5-0,9. For veiledning til valg av faktor vises det til Peleveiledningen 2019 [69])

Ved å innføre [formel \(12.4.1.1-11\)](#) i [formel \(12.4.1.1-10\)](#) får vi den *utledete teoretiske rammeformelen*:

$$R_{c;k} = \frac{2 \cdot \eta \cdot W \cdot h}{\left(s + \sqrt{s^2 + 2 \cdot \eta \cdot \omega \cdot W \cdot h \cdot l / A \cdot E}\right) \cdot \xi} \quad (12.4.1.1-12)$$

Rammeformelen [Formel \(12.4.1.1-10\)](#) eller den *utledete teoretiske rammeformelen* [formel \(12.4.1.1-12\)](#) benyttes i hovedsak for å anslå eller verifisere beregnet bæreevne () av friksjonspeler i sand og grus. De kan også brukes til å verifisere at tilført rammeenergi er tilstrekkelig til å ramme pelen til prosjektert dybde. For store tunge stålpeler vil det ikke alltid være mulig å oppfylle at loddet er tyngre enn pelen, og pelengden erstattes derfor med ekvivalent stukningslengde l_e (lengden av pelen som gir masse lik loddets masse) jf. Peleveiledningen 2019 [69].

[Formel \(12.4.1.1-12\)](#) kan skrives om for å beregne nødvendig rammeenergi som følger:

$$\eta \cdot W \cdot h = \left(R_{c;k} \cdot s \cdot \xi + \frac{\omega \cdot R_{c;k}^2 \cdot \xi^2 \cdot l}{2 \cdot A \cdot E}\right) \quad (12.4.1.1-13)$$

Eller for å beregne sluttsynk per slag for å kunne oppnå en ønsket karakteristisk bæreevne $R_{c;k}$:

$$s = \frac{\eta \cdot W \cdot h}{\xi \cdot R_{c;k}} - \frac{\omega \cdot \xi \cdot R_{c;k} \cdot l}{2 \cdot A \cdot E} \quad (12.4.1.1-14)$$

Bæreevne fra dynamiske målinger

Ved å bruke PDA (Pile Driving Analyser) målinger under ramming vil en kunne måle tøyning (eller spenning) og akselerasjon ved peletopp under ramming. Og med grunnlag i støtbølgeteori vil en kunne anslå total rammemotstand samt hvor mye som er tatt opp som friksjon langs pelen og størrelse på kraft ført ned til spiss. Om man i tillegg utfører PDA målinger med CAPWAP analyser vil en kunne få et estimat av bæreevnen ved måletidspunktet. Det bemerkes at det i de fleste tilfeller kun oppnås riktig bæreevne og pålitelig resultat ved etterramming etter noe tid etter installasjon. Når det sammenlignes resultater mellom statisk og dynamisk pelekapasitet er det viktig at pelene tar utgangspunkt i samme tid etter installasjon. PDA målinger brukes også til å påvise om pelen er intakt og eventuelt hvor en skade har oppstått. For peler rammet til fast lag (morene eller berg) vil målt elastisk stukning kunne benyttes til å

anslå kraften som er ført ned til pelespiss. Kraft ved pelespiss er vanligvis en nedre grense for spissens bæreevne.

Effekt av tid på bæreevne

Forsøk på peler i sand viser at bæreevnen øker med tiden, men at effekten flater ut etter omtrent 12 måneder. Peleveiledningen 2019 [69] åpner for at det kan tas hensyn til tidseffekt ved prosjektering av friksjonspeler i sand, men kun for sidefriksjon. Det henvises til Peleveiledningen 2019 [69] for nærmere omtale av tidseffekter.

12.4.1.2 Rammede friksjonspeler i leire

Karakteristisk bæreevne $R_{c;k}$ bestemmes som summen av sidefriksjon og spissmotstand:

$$R_{c;k} = \frac{(R_{s;cal} + 9 \cdot A_b \cdot c_{u;b;cal})}{\xi} - W_p \quad (12.4.1.2-1)$$

MERKNAD hvor

$R_{s;cal} = \int O_s \cdot \tau_{us;cal} \cdot dz$ = kraft som opptas ved friksjon

O_s = pelens omkrets i jord ($\pi \cdot D$ for sylindrisk pel)

dz = inkrementell dybde, z

$\tau_{us;cal} = a \cdot c_{u;cal}$ = beregnet udrenert sidefriksjon

a = empirisk sidefriksjonsfaktor (Figur 4.8 i Peleveiledningen 2019 [69])

$c_{u;cal}$ = beregnet in-situ udrenert skjærfasthet

A_b = pelens spissareal

$c_{u;b;cal}$ = beregnet udrenert skjærfasthet ved pelespiss

W_p = Pelens vekt. Ev. jordplugg regnes med i vekten. Vekten skal korrigeres for oppdrift.

ξ = Korrelasjonsfaktor

I bløte leirer vil spissmotstanden bidra lite til bæreevnen, mens den i faste leirer vil kunne bidra med 10-15 % for korte peler.

Metoden skiller ikke mellom sidefriksjon for en pel som er trykkbelastet eller strekkbelastet. Eurokode 7 – del 1 [3] krever at det anvendes noe høyere partialfaktorer for peler under permanent strekk sammenlignet med permanent trykkbelastede peler. Det tas ikke direkte hensyn til noen effekt av pelens lengde på sidefriksjon i leire.

Effekt av tid på bæreevne

Forsøk på peler i leire viser at bæreevnen øker med tid, men at effekten er avhengig av plastisitet. For peler i leire som står med permanent last viser forsøk at tidseffekten øker mest for normalkonsoliderte leirer med lav I_p jf. Peleveiledningen 2019 [69]. Tidseffekt kan inkluderes på friksjonskapasiteten i leire og det henvises til Peleveiledningen 2019 [69] for nærmere omtale av hvordan dette utføres.

12.4.1.3 Friksjonspeler i silt, lagdelt jord og morene

Silt

For silt anbefales det å beregne bæreevnen både som for sand og leire hvor den mest konservative verdien så velges. Det anbefales at det brukes målt spissmotstand ved vurdering av udrenert skjærfasthet ved bruk av CPTU i slike materialer, samt at lagringsfastheten bestemmes som for sand.

For friksjonspeler i leirig eller sandig silt anbefaler Peleveiledningen 2019 [69] at kapasiteten verifiseres direkte ved belastningsforsøk og/eller indirekte ved bruk av PDA/CAPWAP-målinger.

Lagdelt jord

For lagdelt grunn anbefaler Peleveiledningen 2019 [69] generelt å beregne bæreevnen som summen av bidragene fra de enkelte lag. Er en jordtype mer dominerende (mer enn ca. 80 %) og lagene av andre jordtyper tynne (mindre enn 1-2 m) angir Peleveiledningen 2019 [69] å bare ta hensyn til den dominerende jordtypen i bæreevneberegningen.

Morene

Morener kan variere i karakter fra meget fast bunnmorene til løsere randavsetninger avhengig av dannelsesbakgrunn, se nærmere omtale av dannelsesmåter i [kapittel 4](#). Peleveiledningen 2019 [69] anbefaler at det gjøres belastningsforsøk og/eller PDA og CAPWAP-målinger for pelearbeider i morene. Det gjøres oppmerksom på at rammemotstanden i siltig eller leirig morene vil kunne bli stor på grunn av dilatans, og vil av den grunn kunne gi et feilaktig høyere inntrykk av bæreevnen.

12.4.1.4 Spissbærende peler

Spissbærende peler tar hovedandelen av bæreevnen ved spissen sammenlignet med sidefriksjon. Vanligvis er spissbærende peler rammede peler gjennom bløt leire eller løst lagret sand til bæring i fastere lag av sand, grus eller morene, eller peler rammet til berg. Borede peler vil oftest være spissbærende. Det gjøres oppmerksom på at spissbærende peler vil kunne få påhengslaster (negativ friksjon) langs pelen om det pågår setninger i grunnen.

Peler til berg

Rammede peler til berg anbefales å ha stålspiss, uansett peletype jf. Peleveiledningen 2019 [69]. Dette for å unngå at pelen skrenser på skrått berg og for å sikre nødvendig innmeisling i berg. Pelespissen skal ha stålkvalitet iht. [N400:2025, Krav 7.5.4—1](#) [9].

Peleveiledningen 2019 [69] definerer *godt berg* som berg som ikke er kraftig forvitret eller har en sterkt flisig karakter. For kartlegging av bergarter i forbindelse med pelearbeider vises det til [kapittel 12.2](#).

Fullt innspent pel forutsetter innboring tilstrekkelig dypt inn i berg. Eventuelle tiltak for å fylle spalte mellom stålrør og berg vurderes.

Leddets spiss kan regnes for rammede peler med meislet bergfeste, med eller uten dybel.

Dimensjonerende lastvirkning for peler til berg (både last på peletopp og eventuelle påhengslaster) skal være mindre eller lik dimensjonerende bæreevne til berget jf. Eurokode 7 – del 1 [3]. Bæreevnen kontrolleres mot pelens installerte kapasitet og for knekning.

For stålkjernepeler eller borede peler/pilarer er det normalt å bore noe inn i godt berg. Ved dårlig berg vil det i enkelte tilfeller være aktuelt å bore så dypt at det kan bli aktuelt å regne med heftkapasitet mellom pel, mørtel og berg, slik som for innborede strekkpeler.

For peler til berg vises det til formel 4-19 i Peleveiledningen 2019 [69] for beregning av dimensjonerende bæreevne av berget. Det bemerkes at det er enaksial trykkfasthet som angis i formelen, men at det in situ vil være treaksiale forhold med sidestøtte som vil kunne gi vesentlig høyere verdier enn enaksial styrke.

Dubb/spiss

Dubbens diameter dimensjoneres tilstrekkelig stor til at installert kapasitet er lik eller større enn pelens bæreevne. Vanligvis utformes dubben slik at den har samme dimensjonerende tverrsnittskapasitet som pelematerialets kapasitet.

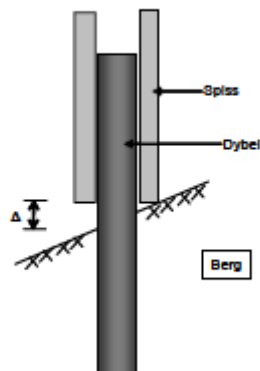
For bergarter med enaksial trykkstyrke under ca. 100 MPa (for eksempel alunskifer og fyllitt) blir bergets bæreevne dimensjonerende om dubben bare rammes til eller litt inn i berget. I slike tilfeller er det vanlig å ramme pelen inn til dubbens avstivingsribber og eventuelt hele endeplaten er kommet inn i berg.



Figur 12.4.1.4—1 — Bilde av pelespiss som viser dubb, avstivingsribber og endeplate (Statens vegvesen VD rapport nr. 34 [\[237\]](#))

Dybel

Ved hardt eller skrått berg vil det kunne være vanskelig å oppnå feste for pelespissen. I slike tilfeller kan det benyttes hul utstøpt spiss, som bores opp for installasjon av dybel i berg gjennom spissen, før starten på meislingen. Dybelen vil også kunne hjelpe til med styringen av pelen under videre innmeisling (ramming) av pelen før den gyses fast. Denne løsningen vil for eksempel være mulig å benytte for betongpeler og stålrørspeler med hul spiss. I noen tilfeller hvor en har stor dybde til berg/skrått berg og stålrørspeler er også en mulighet å ramme åpent rør til en viss dybde med uttak av masser samt installasjon av stålkjernepeler videre ned til og inn i berg, hvor stålkjernepelen støpes inn i stålrøret.



Figur 12.4.1.4—2 — Prinsippskisse av spiss og dybel før start av meisling (Statens vegvesen VD rapport nr. 34 [237])

Etterramming

Det anbefales alltid å etterramme peler til berg, siden nedknust berg under pelespiss ofte blir oppbløtt etter avsluttet ramming. Dette vil kunne føre til at spissen vil sette seg når den blir belastet. Dette gjelder særlig svake bergarter som alunskifer, fyllitt og leirskifer.

Peler til faste jordlag

Ved peler til faste jordlag er det viktig at laget har tilstrekkelig tykkelse for lastoverføring, og at det ikke finnes kompressible lag i større dybde som vil kunne bli påført setninger. Enkelte ganger kan pelen fjære sterkt under ramming, samtidig som den varige synkningen er lav. Dette kan tyde på at pelespissen står i en dilatant jordart og *rammeformelen* [formel \(12.4.1.1—10\)](#) vil da kunne gi for høye verdier. Pelen vil ofte kunne rammes videre etter en viss tid i bakken. Større lodd vil også kunne bedre synkningen under ramming. I slike tilfeller er det viktig å ha utført en rammeanalyse.

12.4.2 Plasstøpte peler (pilarer)

Denne typen peler er mye brukt utenfor Norge, men har i de senere år hatt begrenset anvendelse i vårt land. Siden det foreligger lite erfaringsgrunnlag av nyere tid for denne peletypen som friksjonspeler for norske forhold, antar Peleveiledningen 2019 [69] en konservativ antagelse om at slike peler har tilsvarende sidefriksjon som for rammede peler med følgende begrensninger:

- for pilarer i sand settes $F_{spiss} = 1,0$ (som for åpne peler)
- sidefriksjonen begrenses oppad til:

$$\tau_{s,k} = 0,5 \cdot \tan \phi'_k \cdot \sigma'_{v,0} \quad (12.4.2—1)$$

MERKNAD hvor

ϕ'_k = karakteristisk effektiv friksjonsvinkel

$\sigma'_{v,0}$ = midlere vertikal in situ effektivspenning

- For pilarer i leire utstøpt med støttevæske av bentonitt anbefales det at sidefriksjonen beregnes som for en rammet pel, men med en reduksjon på 10%.

Spissbæring

For pilarer til berg kontrolleres bæreevne ut fra innbøringsdybde i berg og visuell inspeksjon av bergflaten i pelefoten. Det er viktig å påse god rensking av pelefoot samt god støp for kontakt mellom pel og berg.

For borede pilarer som avsluttes i løsmasser anbefaler Peleveiledningen 2019 [69] at det kun regnes med 20 % av spissbæringen for en rammet pel på grunn av forstyrrelser av løsmassene under pelefoot ved utsjaktning, dersom det ikke utføres tiltak som for eksempel injeksjon under pelefoot eller bruk av jekkeplate.

12.4.3 Påhengslast

Påhengslast oppstår når jorden rundt pelen setter seg mer enn pelen. Dette fører til at det oppstår en nedadrettet sidefriksjon langs pelens overflate som legges til de øvrige lastene på pelen. Påhengslaster vil kunne oppstå på grunn av for eksempel oppfylling, grunnvannssenkning eller som følge av rekonsolidering av leire pga. massefortrengning ved peleramming.

I henhold til Peleveiledningen 2019 [69] vil økt belastning på en pel som er utsatt for påhengslast, i første omgang medføre en reduksjon av negativ friksjon i øvre del av pelen. Kortvarige laster behøver derfor ikke alltid kombineres med full påhengslast. Se også Eurokode 7 – del 1 [3], kapittel 7.3.2.2.

For friksjonspeler vil negativ friksjon i de øvre jordlag kunne føre til at bare den nedre delen av pelen blir bærende.

For pelegrupper vil størrelsen på påhengslasten avhenge av peleavstand og antall peler, jf. [Kapittel 12.5.9](#) og Peleveiledningen 2019 [69].

Det er mulig å redusere negativ friksjon ved for eksempel å påføre pelen et lag med bitumen.

12.4.4 Strekklast

Brukgrensetilstand

I vegnormal [N400:2025, Krav 7.5.3—2 \[9\]](#) står det at for bruksgrensetilstand kombinasjon *karakteristisk* tillates ikke strekkpeler. For ferjekaier gjennomføres kontrollen for lastkombinasjoner uten støt- og fortøyningslaster. Kontroll av bruksgrensetilstand er ikke nødvendig for byggefaser.

Bruddgrensetilstand

I veiledningsteksten til vegnormal [N400:2025, Krav 7.5.3—2 \[9\]](#) anbefales det å optimalisere pelegruppen slik at strekkpeler unngås også for bruddgrensetilstand.

Strekkpeler i berg

For krav til strekkpeler i berg se [N400:2025, 7.5.3 \[9\]](#). Strekkforankringer for rammede peler med bolter, stag eller andre typer forankringer i berg skal kun benyttes for støt- og fortøyningslaster på ferjekaier jf. vegnormal [N400:2025, Krav 7.5.3—5 \[9\]](#).

12.4.5 Lateralt belastede peler

Dybelteori egner seg til enkle tilfeller og overslagsberegninger. For kapasitetsberegning etter dybelteorien vises det til Peleveiledningen 2019 [69].

For en mer korrekt beregning anbefales det å benytte dataprogrammer som gir lateral last-deformasjonskurve for peletopp, men forutsetter at deformasjonsegenskaper for pel og jord er kjent.

12.4.5.1 Lateral jordreaksjon ved sykliske laster

Ved sykliske laster vil jordreaksjonen kunne avta i både sand og leire, dette kalles «syklisk degradasjon». Denne reduksjonen i kapasitet består gjerne av to mekanismer:

- generell reduksjon i styrken av jorden rundt pelen
- plastiske og/eller akkumulerte deformasjoner i jorden rundt pelen

Det henvises til Peleveiledningen 2019 [69] for nærmere omtale av ovenstående.

12.4.6 Knekning og kombinerte laster

For knekning og kombinerte laster henvises det til Peleveiledningen 2019 [69].

12.4.7 Rammespenninger

For å få en pel ned til forutsatt dybde (friksjonspeler) og oppnå antatt karakteristisk bæreevne, eller for å sikre bergfestet for spissbærende peler kreves det en bestemt tilført rammeenergi. Samtidig er det viktig å unngå så hard ramming at det oppstår spenninger i pelematerialet som vil kunne føre til brudd eller reduksjon av pelens kapasitet.

For å unngå at en pel rammes for hardt vil en kunne beregne spenningene ved hjelp av støtbølgeteori. Man vil også kunne måle spenningene mer nøyaktig ved bruk av PDA-målinger.

En støtbølge oppstår når loddet fra peleriggen slår på peletoppen. Frontspenningen (σ_0) som beveger seg nedover i pelen med lydets forplantningshastighet (c) er ifølge bølgeforplantningsteorien gitt ved:

$$\sigma_0 = \frac{1}{c} \cdot f_i \cdot E \cdot \eta \cdot v_0 \quad (12.4.7-1)$$

MERKNAD hvor

$$f_i = \frac{z_{\text{lodd}}}{z_{\text{lodd}} + z} = \text{impedansforholdet (ca. 0,9 for vanlige peler og rammeutstyr)}$$

$$z = \frac{A \cdot E}{c} = \text{pelens akustiske impedans}$$

$$z_{\text{lodd}} = \text{loddets akustiske impedans (fås fra leverandør av lodd)}$$

$$A = \text{pelens tverrsnittsareal}$$

$$E = \text{pelematerialets elastisitetsmodul}$$

$$\eta = \text{virkningsgrad}$$

$$v_0 = \sqrt{2 \cdot g \cdot h}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

$$h = \text{fallhøyde}$$

$$c = \sqrt{\frac{E}{\rho}} = \text{bølgeforplantningshastighet i pelematerialet}$$

$$\rho = \text{pelematerialets densitet}$$

Konstanter for vanlige pelematerialer er gitt i Peleveiledningen 2019 [69].

[Formel \(12.4.7-1\)](#) forenkles til:

$$\sigma_0 = f_0 \cdot \sqrt{\rho \cdot g \cdot h \cdot E} \quad (12.4.7-2)$$

MERKNAD hvor

$$f_0 = f_i \cdot \eta \cdot \sqrt{2}$$

$$f_0 = 1,0-1,2 \text{ for meget effektivt utstyr (f.eks. hydraulikklodd på vertikale peler)}$$

$$f_0 = 0,7-0,8 \text{ for konvensjonelt fallodd i meget god stand}$$

$f_0 = 0,5-0,6$ for lette fallodd med store friksjonstap i lodd og slaghette og ved skråpeler

Faktoren f_0 vil også kunne verifiseres ved PDA-måling.

Støtbølgen vil bli reflektert som en strekkbølge om spissmotstanden ved pelespiss er liten, og som trykkbølge om spissmotstanden er stor.

Beregningsprogram for spenninger

Mer nøyaktig beregning av spenninger som oppstår langs en pel under ramming gjøres ved numeriske analyser med rammeprogrammer. I slike programmer modelleres pelen som en rekke masser med mellomliggende fjærer og med sidefjærer og støtdempere for å simulere jorden rundt. Programmet vil da kunne regne ut bla. trykk- og strekkspenninger i pelen, nødvendig antall slag per meter nedramming for en gitt totalmotstand samt en antatt fordeling av sidefriksjon og spissmotstand.

Maksimal fallhøyde

Opptredende spenninger i pelen under ramming må ikke overstige pelematerialets dimensjonerende dynamiske spenning. Beregning av maksimal tillatt fallhøyde er gitt ved følgende formel:

$$h_{max} = \frac{\sigma_{dr}^2}{\rho \cdot g \cdot E(f_w \cdot f_0)^2} \quad (12.4.7-3)$$

For anbefalte verdier for f_w faktoren vises det til Tabell 4-14 i Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#).

Anbefalte maksimale fallhøyder for ramming med fall-lodd er i størrelsesorden 0,3-0,6 m for betongpeler og 0,8-1,3 m for stålperer. Dette gjelder stoppslagning.

For produksjonsramming av betongpeler anbefales det mindre fallhøyde for å ikke skade betongpelene på grunn av høye strekkspenninger ved nedramming gjennom løse jordarter, og begrenses normalt til i størrelsesorden 0,15 m.

For alle peler er fallhøyde under produksjonsramming avhengig av at strekkraften er mindre enn kapasiteten til eventuelle peleskjøter.

12.4.8 Rambarhetsanalyse

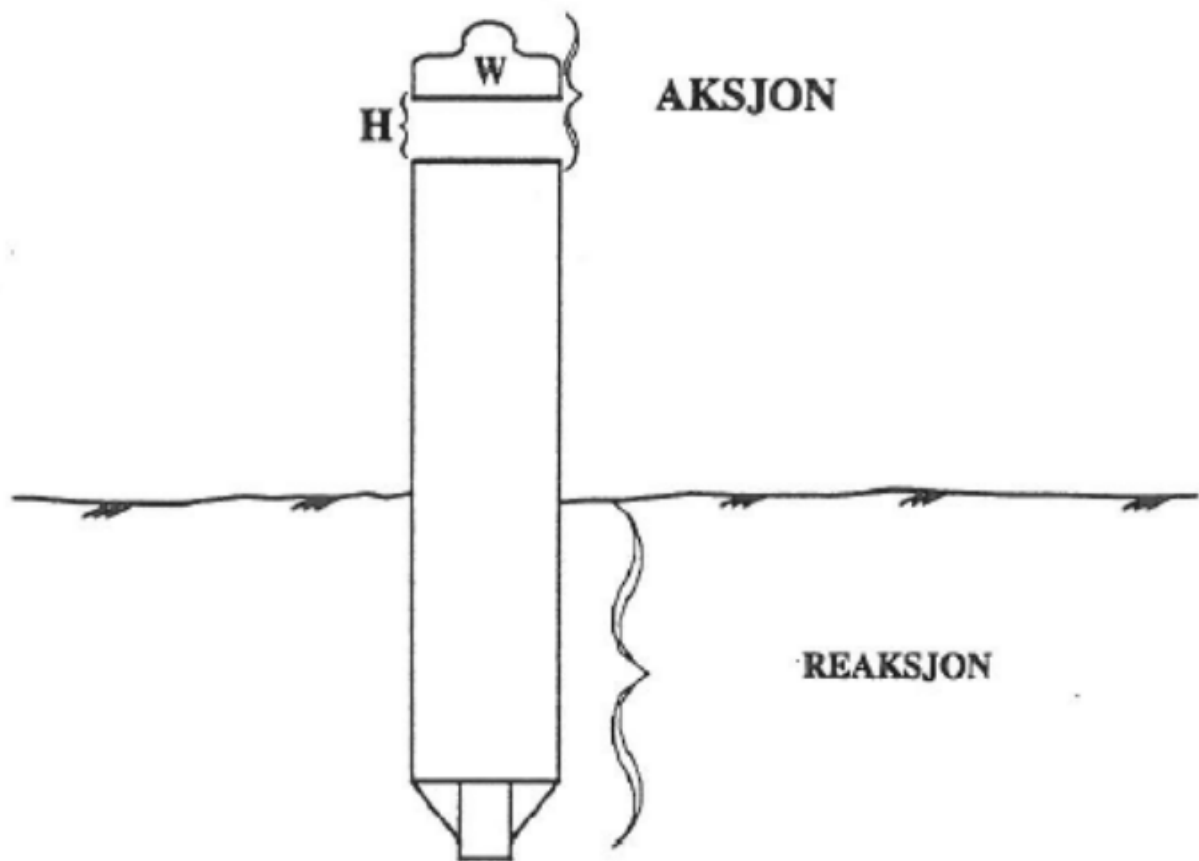
I henhold til vegnormal [N400:2025](#), [Krav 7.5.2-2](#) [\[9\]](#) skal det gjøres vurderinger ev. også beregninger for peler med lengde over 30 meter eller peler som rammes igjennom faste masser. Med en rambarhetsanalyse vil man kunne forutberegne rammeforløpet til en pel, dvs. bestemme hvilken kombinasjon av pelestivhet og rammeenergi (pelehammer) som er nødvendig for å få rammet pelene til ønsket dybde med et gitt antall slag. Ut ifra retningslinje R762 Prosesskode 2 [\[223\]](#) er produksjonsramming minimum 250 slag pr. meter. Analysen gir en kurve som viser rammemotstanden som funksjon av dybden. Rammemotstanden angis som antall slag per meter rammet pel.

Det er viktig å velge riktig pelehammer for å:

- sikre tilstrekkelig neddriving
- påvise bæreevne
- unngå høye spenninger i pel
- sikre god fremdrift av pelearbeidene og redusere utmatting

For å gjøre analysen antas dimensjonene til pelen og hvilket rammeutstyr som er nødvendig å bruke. I tillegg er det nødvendig at grunnforholdene er så godt kartlagt, jf. [Kapittel 2](#), at det er mulig å beregne en realistisk statisk bæreevne til pelen.

En rambarhetsanalyse kobler sammen aksjon- og reaksjonsanalyse; hvor aksjonsanalysen er en dynamisk analyse av kraften som rammingen tilfører pelen, og reaksjonsanalysen som indikerer motstanden som jorden utøver mot pelen, se [figur 12.4.8-1](#).



Figur 12.4.8—1 — Prinsipp for rambarhetsanalyse

Rambarhetsanalysen baserer seg på **rammeformelen** [formel \(12.4.1.1—10\)](#) som primært gjelder for friksjonspeler i sand og grus. Det forutsettes at deformasjonene som oppstår er så store at vi får fullt plastisk brudd langs hele pelen og ved spissen. Det er også en forutsetning at loddet veier mer enn pelen. Hvis dette ikke er tilfellet, bruker man en ekvivalent stukkingslengde i beregningene.

For å utføre rambarhetsanalyse trengs det informasjon om følgende:

- jordprofil
- peledimensjon
- statisk bæreevne
- rammeutstyr (pelehammer)

12.4.8.1 Beregningsgang

Beregningsgangen for en rambarhetsanalyse er som følger:

- 1) Rammemotstanden beregnes som funksjon av antall slag per meter (aksjondigram).
- 2) Statisk bæreevne for pelen bestemmes som funksjon av dybden (reaksjondigram).
- 3) Kurvene for rammemotstanden og statisk bæreevne sammenholdes for å finne antall slag per meter neddriving som funksjon av dybden for det gitte rammeutstyret.

Antatt variasjon i slagmotstanden dekkes ved å legge inn antatt variasjon i grunnforhold, poreovertrykk osv. i reaksjonsdiagrammet.

Rammemotstand

Først beregnes kurver for rammemotstand ($R_d(t)$) som funksjon av antall slag per meter rammet pel (N). $R_d(t)$ er da antatt motstand under ramming tilsvarende $R_{c;k}$ med en korrelasjonsfaktor $\xi = 1,0$. Denne beregnes fra **rammeformelen** [formel \(12.4.1.1–10\)](#), hvor man setter inn den teoretiske verdien for elastisk deformasjon av pelen (δ_e) og sammenhengen mellom synk (s) og antall slag per meter (N):

$$\delta_e = \frac{\omega \cdot R_d(t) \cdot l}{A \cdot E} \quad (12.4.8.1-1)$$

hvor

$$s = \frac{1}{N}$$

Rammeformelen er nærmere beskrevet i [kapittel 12.4.1.1](#). Dersom vi setter inn uttrykkene for δ_e og s i [formel \(12.4.1.1–12\)](#) får vi følgende uttrykk for rammemotstand:

$$R_d(t) = \frac{2\eta W h N}{1 + \sqrt{1 + \frac{2\eta \omega W h l}{A E} N^2}} \quad (12.4.8.1-2)$$

MERKNAD hvor

$R_d(t)$ = beregnet motstand (kN)

η = rammeutstyrets virkningsgrad (-)

W = loddets tyngde (kN)

h = loddets fallhøyde (m)

N = antall slag per meter (-)

ω = kraftfordelingsfaktor (-)

l = pelens lengde i rigg (m)

A = tverrsnittsareal til pelen (m²)

E = pelens elastisitetsmodul (kPa)

Pelengden (l) er den laveste verdien av pelens lengde og ekvivalent stukningslengde (l_e). Denne er omtalt i [kapittel 12.4.1.1](#). Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#) anbefaler å bruke kraftfordelingsfaktor $\omega = 0,9$ når man bruker ekvivalent stukningslengde i beregningene.

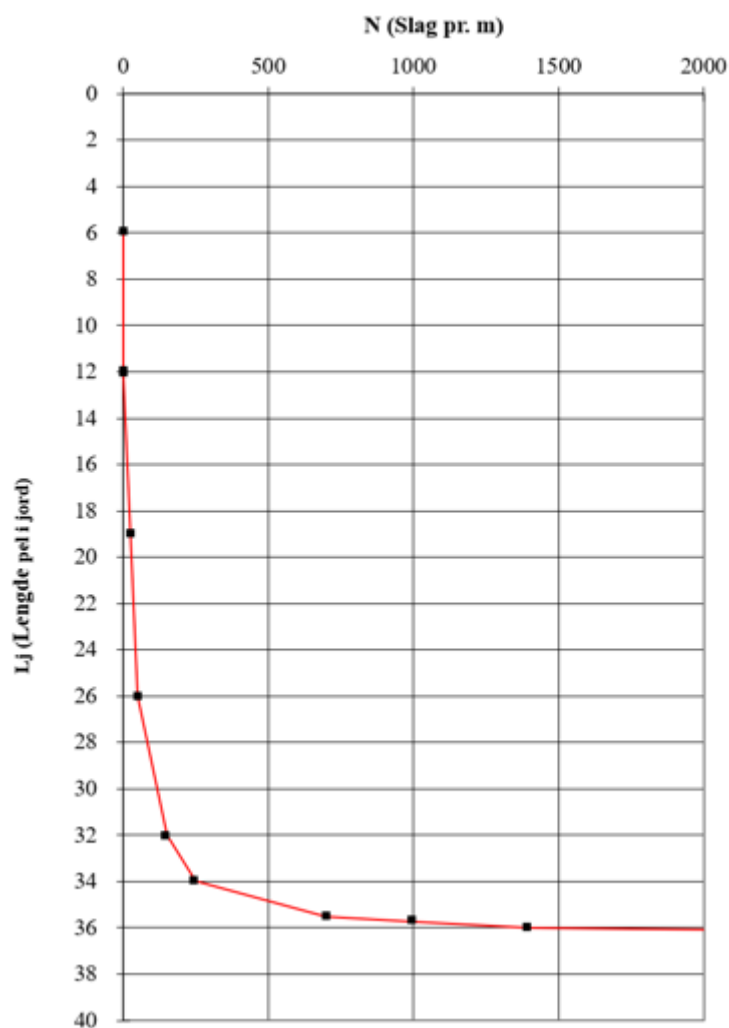
Statisk bæreevne

Statisk bæreevne ($R_{c;cal}$) til pelen beregnes som summen av sidefriksjon ($R_{s;cal}$) og spissmotstand ($R_{b;cal}$).

For å undersøke hvilken spredning grunnforholdene vil kunne gi på resultatene, er det mulig å legge inn variasjoner for poreovertrykk/-undertrykk (Δu), sidefriksjonsfaktoren (β) og bæreevnefaktoren (N_q).

Rambarhet

Når man har beregnet rammemotstand og statisk bæreevne er det mulig å koble sammen kurvene til et diagram som viser antall slag per meter (N) som en funksjon av dybden (z). Det gjøres ved at man i en valgt dybde leser av statisk bæreevne. Denne verdien for bæreevne brukes i diagrammet for rammemotstand til å lese av korresponderende verdi for N . Dersom man legger inn antatte variasjoner i grunnforholdene vil man kunne se hvilke utslag det gir på rammemotstanden.



Figur 12.4.8.1—1 — Eksempel på rambarhetsanalyse. Antatt slag pr. meter for lengde pel i jord

12.5 Bæreevne av pelegrupper

12.5.1 Generelt

Pelegrupper vil kunne være alt fra to peler til kompliserte pelegrupper med mange vertikale peler samt skrå peler med komplisert geometri. Dimensjonering av pelegrupper er en tverrfaglig oppgave og må sees i sammenheng med konstruksjonen over. Krav til pelfundamenterte brukonstruksjoner og andre konstruksjoner er gitt i vegnormal [N400:2025](#) [9].

Pelegrupper anbefales å være symmetriske. Usymmetriske pelegrupper med skråpeler vil ha en horisontalkomponent som opptas av jorda. Denne horisontalkomponenten vil vanligvis ha et betydelig bidrag fra permanente laster og disse vil over tid kunne gi en horisontal forskyvning av pelegruppa på grunn av horisontal konsolidering av jorda.

Ramming av pelegrupper vil føre til endringer i spenninger, poretrykk og fasthetsegenskaper i jorden rundt peler og det er nødvendig å både se på samvirket av pel og jord og samvirket mellom pelene. Man må også være oppmerksom på at større pelearbeider vil kunne føre til stabilitetsproblemer.

Ved utledning av den dimensjonerende bæreevnen til fundamentet skal det ifølge Eurokode 7 – del 1 [3] tas hensyn til stivhet og styrke av konstruksjonen som forbinder pelene i gruppen. Dette vil si at man

kan overskride kapasiteten i begrenset omfang for en pel, om man har et stivt fundament som fordeler lastene mellom pelene. Se nærmere omtale i Eurokode 7 – del 1 [3] kap 7.6.2.

12.5.2 Jordtrykk mot fundament

Vanligvis har pelegruppen et fundament som er omfylt med løsmasser. En horisontalbevegelse vil kunne aktivisere passivt jordtrykk mot fundamentet. Det anbefales ikke å ta med denne kapasiteten i beregningen av pelegruppens kapasitet mot ytre laster, på grunn av at disse jordmassene vil kunne bli fjernet ved f.eks. graving i nærheten av fundament eller erosjon.

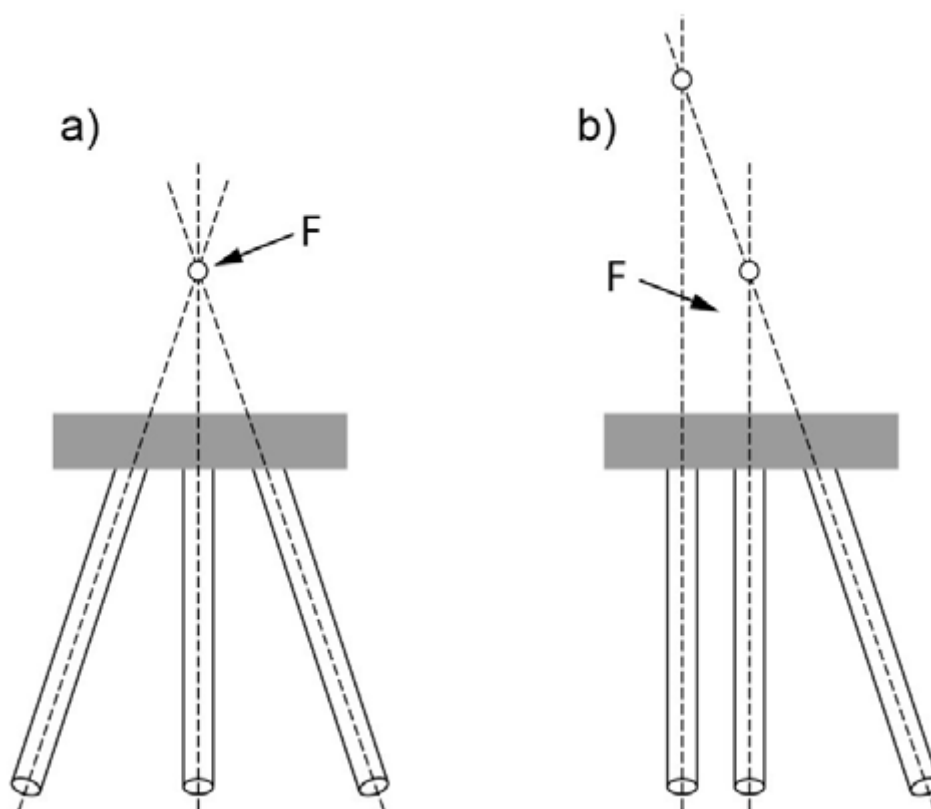
12.5.3 Forutsetninger

Det er viktig at selve fundamentet er stivt nok slik at det vil fordele vertikal- og horisontallastene til enkeltpelene i pelegruppen. Dersom horisontallastene tas som aksiallast i skråpeler vil overgangen mellom pel og pelehode kunne utformes som leddet, men hvis horisontallastene opptas ved bruk av pelens laterale bæreevne anbefales det at overgangen mellom pel og pelehode utformes som innspent. Innspenningen vil også kunne være et sted mellom leddet og innspent. Det anbefales at slike vurderinger gjøres i samråd med brukonstruktør (RIB), da det vil kunne være nødvendig med en analyse for å se på hvordan lastene fordeler seg mellom pelene avhengig av stivheten til fundamentet.

Ved beregning av lastfordeling kontrolleres det for om det blir strekk i enkeltpeler. For krav til strekkipeler vises det til vegnormal N400:2025, 7.5.3 [9].

12.5.4 Skråpeler og statisk stabilitet

Om peleaksene skjærer hverandre i ett punkt er pelegruppen kun stabil om lasten påføres i dette punktet, se figur 12.5.4—1 Det er derfor nødvendig å plassere pelene slik at aksene skjærer hverandre i mer enn ett punkt om pelegruppen blir påført andre ytre laster eller moment.



Figur 12.5.4—1 — Plassering av peler i pelegruppe (fra Peleveiledningen 2019 [69])

12.5.5 Geometrisk utforming

Størrelsen på et fundament er avhengig av bla.:

- antall peler
- størrelsen på enkeltpel
- avstand mellom peler
- avstand mellom ytterste pel og fundamentkant
- relevante toleranser

Peleavstand

Når peler rammes i en pelegruppe vil det kunne oppstå massefortrengning som fører til at ferdigrammede nabopeler hever seg. For rammede spissbærende peler til berg anbefales det derfor at alle pelene etterrammes når alle pelene i gruppen er rammet.

Tabell 5-1 i Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#) angir retningsgivende minsteavstand mellom vertikale peler i en pelegruppe. Ved skråpeler regnes avstanden i et plan tre meter under øverste nivå for jorden rundt pelene. For peler i leire er minsteavstanden satt ut ifra faren for at pelene trekker mot hverandre under ramming, mens det for peler i sand er komprimeringseffekten og faren for høy rammemotstand som er avgjørende.

Skråpeler og anleggsteknisk gjennomføring

Ved skråpeler er det viktig å plassere disse slik at det er mulig å ramme dem. Når peler etterrammes er det nødvendig at de stikker opp over en lengre periode uten at de kappes. Det vil kunne være nødvendig å ta med dette i prosjekteringen, hvor rekkefølge og etterramming av pelene spesifiseres.

12.5.6 Aksesystemer

Det er vanlig å overføre lastene fra brukonstruktør til geotekniker og vice versa i ett felles referansepunkt, typisk geometrisk tyngdepunkt i underkant av fundament. Fortegn på laster og aksenes retninger er avhengig av programmene som benyttes i prosjekteringen av overbygg og peler. Det er ikke alltid at aksesystemene samsvarer i de ulike programmene, og det er derfor viktig at dette avklares i en tidlig fase i prosjekteringen.

12.5.7 Beregningsgang

Det er en iterasjonsprosess å finne samsvar mellom laster og kompatibilitet i forskyvninger mellom de ulike programmene som benyttes for overbygning og pelegruppeberegninger. Pelegrupper har ofte en ikke-lineær oppførsel hvor stivhet faller med økende horisontal deformasjon.

12.5.8 Forbindelse mellom pel og overliggende konstruksjon

Dersom en pel utsettes for momenter vurderes forbindelsen mellom pel og overliggende konstruksjon. Momenter i peler opptrer som følge av:

- tvungen horisontalforskyvning av pelehodet
- tvungen dreining av pelehodet
- ytre horisontallast/momenter
- terrengsetninger i forbindelse med skråpeler

For vurdering av forbindelse mellom pel og overliggende konstruksjon for forskjellige peletyper vises det til Peleveiledningen 2019 [69].

Peleveiledningen 2019 [69] anbefaler at kapasitetskontrollen ved momentinnspenning i underkant fundament utføres uten reduksjonsfaktor f_a for moment, skjær og aksialkraft. Det forutsettes at momentet avtar raskt nedover i pelen og at det ved dybde 5x diameteren til pelen antas normal f_a -faktor ved kapasitetskontroll.

12.5.9 Påhengslaster

Påhengslaster vurderes ut ifra belastningssituasjonen og setningsforløp i det enkelte tilfelle.

Peleveiledningen 2019 [69] angir formler for påhengslaster for en pelegruppe. Påhengslastene vil være avhengig av peleavstanden og antall peler i en gruppe.

12.5.10 Setning av pelegrupper

Et pelefundament vil kunne få setninger på grunn av konsolidering i grunnen. Beregninger av setninger av pelegrupper gjøres for bruksgrensetilstand. Setninger for et pelefundament vil kunne regnes tilnærmet som et sålefundament i en dybde som tilsvarer:

$$z_1 = \frac{2L}{3} \quad (12.5.10-1)$$

Se Peleveiledningen 2019 [69] for nærmere omtale av setning av pelegrupper.

12.5.11 Analyser av pelefundamenterte konstruksjoner

Pelefundamenterte konstruksjoner som påkjennes av ytre laster vil kunne analyseres ved bruk av endelig elementmetode analyser (FEM-analyser) for å se på bla. deformasjoner. Relativ stivhet av konstruksjonen, fundamenter, peler og jord har innvirkning på både laststørrelse og lastfordeling på pelefundamentene og forskjellige deler av konstruksjonen. Som eksempel vil stive fundamenter pådra seg større krefter enn mer fleksible fundamenter. Det vil derfor være nødvendig å vurdere om pelefundamentenes stivhet vil variere fra fundament til fundament. Variasjoner i fundamentstivhet vil kunne komme av variasjoner i grunnforhold, dybder til berg, antall peler, peletype og plassering av peler i pelegruppen.

Fullt integrerte systemanalyser vil kunne ta hensyn til konstruksjonen og fundamentene med peler og jord. Det er ofte begrensninger i slike beregningsverktøy og som et alternativ vil man kunne utføre en forenklet løsningsmetode med separate systemanalyser og pelegruppeanalyser. For nærmere omtale av slike analyser vises det til Peleveiledningen 2019 [69].

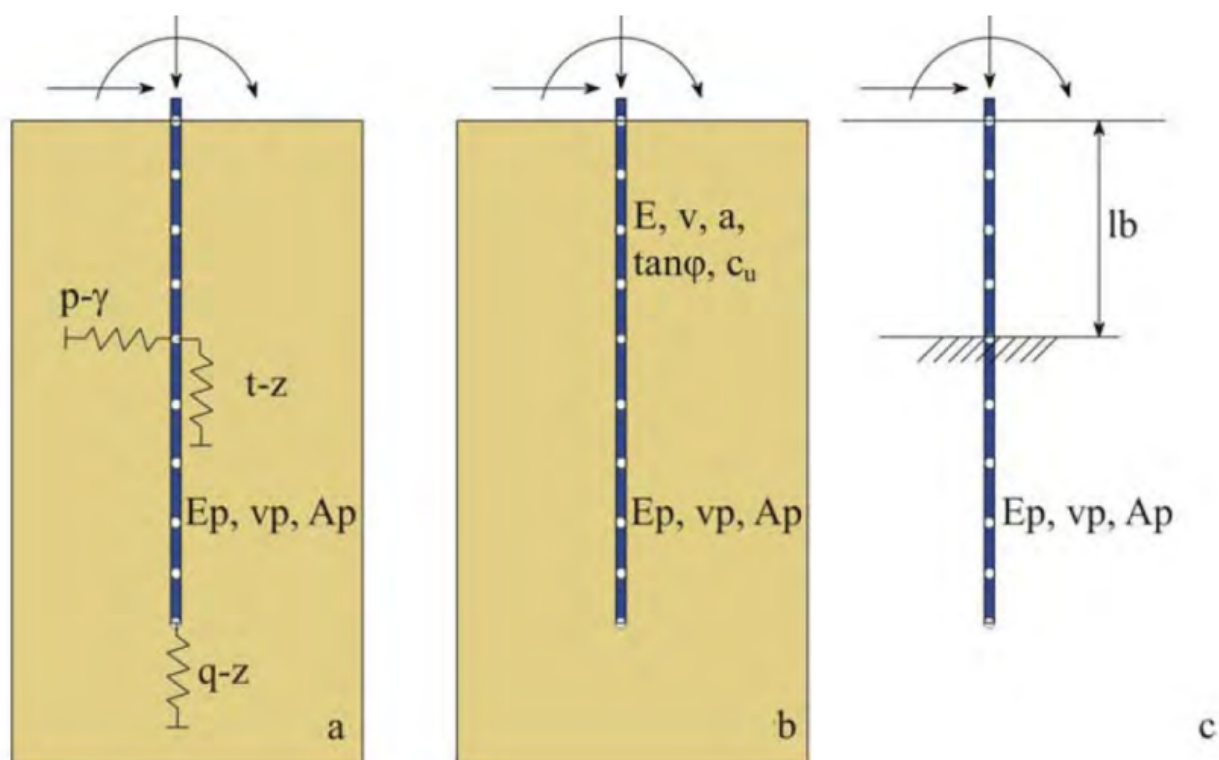
12.5.12 Peleanalyser

Når antallet lasttilfeller og kombinasjoner blir høyt, samtidig som konstruksjonen har mange pelefundamenter med varierende antall peler, geometri, peletyper, dybde til berg, er det nødvendig å benytte analyseverktøy i prosjekteringen.

12.5.12.1 Samvirke mellom enkeltpel og jord

Samvirke mellom enkeltpel og jord modelleres vanligvis ved hjelp av en av de tre metodene, se [figur 12.5.12.1-1](#):

- jorden erstattes med lineære/ikke-lineære fjærer (Winkler modell)
- jorden modelleres som elastisk/elasto-plastisk medium
- pel-jord responsen erstattes med responsen til en ekvivalent bjelke med fiktiv utkragerlengde, (l_b)



Figur 12.5.12.1—1 — Modellering pel-jord samvirke (fra Peleveiledningen 2019 [69])

12.5.12.2 Sikkerhetsfilosofi ved analyser av pelegrupper

En konstruksjon analyseres vanligvis i bruddgrensetilstand og bruksgrensetilstand. Ulykkessituasjon og utmatting hører inn under bruddgrensetilstanden.

Partialfaktor for jorden settes til $\gamma_m = 1,0$ for både bruksgrensetilstanden og for ulykker.

For bruddgrensetilstanden er det litt mer komplisert, og Peleveiledningen 2019 [69] anbefaler at det utføres to sett med system- og pelegruppeanalyser, avhengig av hva som er hensikten med analysene:

- For bestemmelse av fundamentstivhetsmatriser og fundamentlastar benyttes partialfaktor $\gamma_F = 1,0$ i systemanalysen og partialfaktor $\gamma_m = 1,0$ på jordens styrke i pelegruppeanalysene.
- For bestemmelse av fundamentlastar som gir opptredende snittkrefter i pelene (moment, aksialkraft og skjær) benyttes vanligvis $\gamma_F > 1,0$ i pelegruppeanalysene.
- Alternativt vil man ved bestemmelse av fundamentlastar som gir opptredende snittkrefter i pelene anvende resultatene fra analysene med $\gamma_F = 1,0$ og $\gamma_m = 1,0$ ved at disse snittkreftene multipliseres med en ekvivalent partialfaktor $\gamma_F > 1,0$. OBS! Ved krevende analyser er det ikke opplagt hvilken sammensatt $\gamma_F > 1,0$ som anbefales.

Dersom det er stor usikkerhet tilknyttet deformasjonsparameterne til jorden anbefaler Peleveiledningen 2019 [69] i kapittel 5.11.3 at det utføres følsomhetsstudie med øvre og nedre grenseverdier.

12.5.12.3 Kapasitetskontroll av pelegrupper

Før en kapasitetskontroll utføres korrigeres opptredende krefter i pelene fra pelegruppeanalyser for laster som programvaren ikke tar hensyn til, som f.eks:

- påhengslaster
- laster fra jordskjelv, sig i skråning, sidefyllinger, tilløpsfyllinger eller setninger på skrå peler

Ved påvist avvik i posisjon, retning og/eller helning ved installasjon av peler er det anbefalt å vurdere om det er behov for å kontrollere pelegruppens kapasitet på ny.

12.6 Dimensjonering av peler for seismiske laster

For dimensjonering av peler for seismiske laster vises det til Eurokode 8 – del 1 [217], [kapittel 16](#) samt Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194].

12.7 Rammede betongpeler

Rammede betongpeler brukes vanligvis som spissbærende peler ved mindre laster, men brukes også som friksjonspeler i sand, grus og leire. Pelene er ikke særlig egnet til å rammes gjennom grove masser med blokk og stein, unntatt ved liten tykkelse hvor det kan forgraves eller dores. Betongpeler kan brukes i bløt leire og for å unngå poretrykkoppbygging og volumfortrengning, som kan føre til stabilitetsproblemer, anbefales det da å utføre f.eks. pølsetrekking.

Det som vil kunne begrense bruken av betongpeler er at det ved stor rammemotstand er en fare for overramming (knusning av pel), stor massefortrengning som igjen kan føre til stabilitetsproblemer og/eller skade på nabokonstruksjoner. I enkelte tilfeller krever eksponeringsklasse så stor armeringsoverdekning at betongpeler ikke kan benyttes, jf. vegnormal [N400:2025, Krav 7.5.1—3](#) og [N400:2025, Krav 7.5.6—3](#) [9]. For bru uten veg under betyr dette at man kan bruke prefabrikkerte betongpeler. Statens vegvesen anbefaler at bestandighetsklasse MF40 benyttes pga. saltavrenning.

Betongpeler leveres vanligvis slakkarmert, men det finnes også spennarmerte betongpeler. Vegnormal [N400:2025, Krav 7.5.6—3](#) [9] tillater ikke bruk av betongpeler som strekkpeler og tillater heller ikke bruk av spennarmerte peler. For konstruksjonskrav vises det til vegnormal [N400:2025, 7.5.6](#) [9].

Krav til detaljerte bestemmelser for prefabrikkerte betongpeler er gitt i NS-EN 12794 [238].

Statens vegvesen krever at det benyttes armeringsstoler av mørtel eller betong; kvalitet B45, bestandighetsklasse M40 eller MF40, og kloridklasse Cl 0,10, jf. prosess 83.1 i retningslinje R762 Prosesskode 2 [223] og vegnormal [N400:2025, 7.5.6](#) [9]. Vegvesenets krav skyldes at man tidligere har hatt problemer med armeringsstoler av plast i kloridholdige miljøer.

Statens vegvesen krever at spissbærende peler og peler som rammes med løst forlengerement («jomfru») skal kunne skjøtes i toppen iht. vegnormal [N400:2025, Krav 7.5.6—3](#) [9].

Spissbærende peler til berg skal ha bergspiss jf. prosess 83.1 i retningslinje R762 Prosesskode 2 [223].

Ved meget sterke bergarter med steil bergoverflate vil det kunne være aktuelt å bruke peler med hull gjennom pel og bergspiss. Hullet i bergspissen støpes igjen med ekspanderende mørtel før ramming for å unngå inntrenging av masser i pel. Etter ramming til kontakt med berg bores «proppen» i spissen ut og inn i berg. Så settes det en dybel som enten vil kunne brukes som styring under videre ramming, eller gyses fast. Fordybning av betongpeler er ikke mye brukt i Norge, det er heller vanlig å velge en annen peletype f.eks. borede peler.

Den mest kritiske fasen for betongpeler er selve rammingen av pelen, dette på grunn av høye rammespenninger, utmatting og slagpåkjenninger.

12.8 Stålmaterialer og korrosjon

Krav til materialer, skjøting ved sveising og korrosjonskrav angis i vegnormal [N400:2025, 7.5.4 \[9\]](#).

Pelespissen blir ofte utsatt for store påkjenninger under hard ramming i faste masser og mot berg, samt at den inngår i pelens permanente bæreevne og det anbefales derfor at sveiseforbindelser i pelespiss utføres iht. prosess 83.2 i retningslinje R762 Prosesskode 2 [\[223\]](#) og [N400:2025, 7.5 \[9\]](#). Det samme gjelder sveiseskjøten mellom pelespiss og bunnrøret for rammede stålrørspeler og pelespiss og H-profiler for H-peler.

Kontrollomfang og akseptkriterier er gitt i prosess 83 i retningslinje R762 Prosesskode 2 [\[223\]](#) og vegnormal [N400:2025, 7.5 \[9\]](#).

Korrosjon

Ved bruk av stålpeler tas det hensyn til korrosjon, og korrosjonsfaren vurderes i hvert enkelt tilfelle. I lagdelt grunn og fyllmasser vil korrosjonshastigheter kunne være større, enn om stålpeler installeres i naturlig avsatte jordarter under grunnvannsnivå. Korrosjonshastigheter vil kunne bli store i sjøvann; særlig i tidevannssonen, skvalpesonen og like over sjøbunn. Alle pelespisser av stål er utsatt for korrosjon. Vanligvis er det ikke nødvendig å dimensjonere spissen for korrosjon på grunn av det massive tverrsnittet, men der rammede peler benyttes tilnærmet rett på berg med lite løsmasseoverdekning vil det kunne være nødvendig.

For korrosjonshastigheter i norske sedimenter henvises det til tabeller i Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#) og til NA i Eurokode 3 - del 5 [\[210\]](#).

Korrosjonsbeskyttelse

Se krav og veiledning i vegnormal [N400:2025, 7.5 \[9\]](#).

Utnyttelse av foringsrør

Vegnormal [N400:2025, Krav 7.5.2—12 \[9\]](#) åpner nå opp for utnyttelse av foringsrør, dersom kravene til utforming av topp pel, kontroll av utmatting og betongens E-modul mht. kryp og svinn blir ivare tatt.

12.9 Stålpeler – rammede profilstål

Se omtale av rammede massive stålpeler (profilstål) i Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#) og i vegnormal [N400:2025, 7.5.11 \[9\]](#). Rammede massive stålpeler (profilstål) blir lite brukt på grunn av tidskrevende kontroll av sveising og frarådes derfor der det er behov for skjøting på byggeplass.

12.10 Stålpeler – rammede stålrørspeler

Stålrørspeler er aktuelle ved store konsentrerte laster. Lukkede peler med bergspiss kan rammes gjennom steinfylling (begrenset steinstørrelse), til stopp i faste masser eller til berg.

Pelene kan også rammes åpne med bæring som friksjonspeler. Se nærmere omtale i Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#) og i vegnormal [N400:2025, 7.5.7 \[9\]](#).

Pelespiss

Det er tre ulike varianter av pelespiss for stålrørspeler; massiv bergspiss, hul bergspiss og grusspiss. Grusspiss er en forenklet variant og benyttes bare på peler som ikke rammes til berg. Den egner seg best i homogene løsmasseavsetninger.

Bergspissens oppgave er å etablere et sikkert bergfeste og lastoverføring til berg. For dimensjonering av bergspiss henvises det til Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#). For peler med $D \geq 1000$ mm eller veldig liten diameter anbefales det at pelespissen prosjekteres i hvert enkelt tilfelle. Retningslinje R762 Prosesskode 2 [\[223\]](#) krever at pelespissen leveres med 2 meter påsveiset bunnrør.

Rambarhetsanalyser

Det anbefales å utføre rambarhetsanalyser i tilfeller hvor pelene rammes til berg eller en gitt dybde, som en del av prosjekteringen, se [kapittel 12.4.8](#).

Armering og utstøpning av stålrørspeler

Vegnormal [N400:2025, Krav 7.5.1—2 \[9\]](#) krever at minste diameter på utstøpte stålrørspeler er 600 mm, men det anbefales $\varnothing \geq 700$ mm med hensyn til utstøping. For detaljer om utstøping av stålrørspeler henvises det til Norsk Betongforening publikasjon nr. 5 [\[239\]](#).

12.11 Stålpeler – borede stålrørspeler

Stålkjernepeler og borede stålrørspeler har i stor grad tatt over for rammede peler de siste årene. Borede løsninger monteres med mindre støy og massefortrengning, og er dermed en foretrukket løsning i tettbebygd strøk.

Borede stålrørspeler er aktuelle ved store konsentrerte laster, og utføres normalt som spissbærende peler til berg. Grunnundersøkelsene omfatter kartlegging av dybde til berg og for større konstruksjoner gjerne også seismikk for kartlegging av eventuelle svakhetssoner, se [kapittel 2](#). Se for øvrig Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#) og vegnormal [N400:2025, 7.5.8 \[9\]](#).

Utsøping av borede stålrørspeler blir tilsvarende som for rammede stålrørspeler, se [kapittel 12.10](#).

Ved artesisk trykk kan det vurderes oppskjøting av stålrør for å sikre trykkløst.

Borede stålrørspeler (og stålkjernepeler) som monteres under grunnvannsnivå, som for eksempel i en spuntgrop, kan drenere grunnen 300 – 400 m fra byggegropa, og påføre bebyggelsen rundt setninger i en avstand på 7 ganger gravedybden jf. Byggegrøpveiledningen [\[33\]](#).

12.12 Stålkjernepeler

Stålkjernepeler er slanke peler med stor kapasitet for konsentrerte laster til berg. Det er imidlertid viktig å være oppmerksom på at denne peletypen vil kunne ha betydelig redusert kapasitet i bløte løsmasser på grunn av knekningsproblematikk. Dette skyldes vanligvis liten sidestøtte i naturlig grunn og/eller erosjon og utspyling av løsmasser under boring av pelene. Denne problemstillingen er særlig aktuell der det bores i løse/bløte løsmasser av leire og silt/sand jf. erfaringer fra Helland bruer i Statens vegvesen Laboratoriserie rapport nr. 112 [\[240\]](#).

Retningslinje R762 Prosesskode 2 [\[223\]](#) gir føringer til valg av boreutstyr. Valg av boreutstyr kan med fordel gjøres ved prosjektering. Ved boring i løse/bløte masser av leire, silt og sand er det viktig at boretrykket tilpasses slik at utspyling av løsmasser reduseres til et minimum for å unngå omrøring av masser. Retningslinje R762 Prosesskode 2 [\[223\]](#) angir at det er nødvendig å bore foringsrør minimum 1,0 m inn i godt berg.

Skjøter skal ha strekk- og momentkapasitet ≥ 60 % av tverrsnittets kapasitet iht. vegnormal [N400:2025, Krav 7.5.10—2 \[9\]](#).

For å sikre tilstrekkelig overdekning samt plassere kjernene sentrisk i pel benyttes det avstandsholdere. For krav til avstandsholdere og omstøpningsmørtel vises det til vegnormal [N400:2025, Krav 7.5.10—3 og N400:2025, Krav 7.5.10—4 \[9\]](#). Ved utførelse er det viktig å påse at entringen av stålkjernen i foringsrøret gjøres under kontrollerte former slik at ikke avstandsholderne blir slått av mot kanten av foringsrøret.

Stålkjernepeler (og borede stålrørspeler) som monteres under grunnvannsnivå, som for eksempel i en spuntgrop, kan drenere grunnen 300 – 400 m fra byggegropa, og påføre bebyggelsen rundt setninger i en avstand på 7 ganger gravedybden jf. Byggegrøpveiledningen [\[33\]](#).

12.13 Mikropeler

Mikropeler brukes bla. til refundamentering av bygninger o.l., men anbefales ikke brukt til fundamentering av brukonstruksjoner og andre konstruksjoner i vegsammenheng da det ikke er mulig å kontrollere slike mikropeler på samme måte som for andre peler. Stålkjernepeler regnes vanligvis som en mikropel, men ikke i denne sammenheng og kan brukes i fundamentering av brukonstruksjoner og andre bærende konstruksjoner jf. [Kapittel 12.12](#). Vegnormal [N400:2025, Krav 2.5—1 \[9\]](#) krever kontroll av konsept der det vurderes fundamenteringsløsninger med mikropeler, da disse ikke oppfyller øvrige krav i normalen (jf. veiledningstekst til [N400:2025, Krav 7.5.1—1 \[9\]](#)).

12.14 Plasstøpte peler (Pilarer)

Begrepet borede peler benyttes vanligvis om plaststøpte peler som installeres uten massefortrengning, ved at et åpent borerør trykkes og dreies ned i løsmassene samtidig som det grabbes ut innvendig i røret. Borerøret trekkes opp igjen under eller

umiddelbart etter utstøping slik at ferdig pel er en betongpel utstøpt direkte mot løsmassene. Det er erfart at det kan oppstå grunnbrudd lokalt under støpeprosessen. Dette kan unngås ved å benytte et tynnvegget rør som forskaling innenfor borerøret. Dette forskalingsrøret blir så stående igjen i bakken.

Normale pelediametere er 750 til 1500 mm, men det er tilgjengelig utstyr for å produsere peler med diametere opp til 3000 mm. Pelene er aktuelle ved store konsentrerte laster, og utføres normalt som spissbærende peler til berg.

For utførlig beskrivelse av metoden vises det til Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#).

Krav og anbefalinger for plaststøpte peler (pilarer) er gitt i vegnormal [N400:2025, 7.5.9 \[9\]](#).

12.15 Andre peletyper

12.15.1 Trepeler

Trepeler egner seg best som friksjonspeler og trenger å være neddykket mtp. bestandighet. Det er også viktig at trepeler holdes fuktige under lagring. Kan vurderes som et enklere alternativ til lettere konstruksjoner med tanke på bærekraft. Kan også brukes i kombinasjon med topp-pel av betong.

12.15.2 Andre peletyper

I tillegg finnes det også CFA-peler (Continuous Flight Auger Piles) og jetpeler. Dette er spesialpeler som ikke vil bli omtalt videre her. Jetpeler regnes i brusammenheng som grunnforsterking jf. veiledningstekst til [N400:2025, Krav 7.5.1—1 \[9\]](#).

12.16 Utførelse og kontroll

Beskrivelse av pelearbeider gjøres i henhold til retningslinje R762 Prosesskode 2 [\[223\]](#). Det vises også til Eurokode 7 – del 1 [\[223\]](#) for planlegging og omfang av kontrollarbeid.

Ved prøvepeling kan de oppsatte ramme/-stoppkriterier justeres slik at de blir mest mulig tilpasset de stedlige forholdene.

Det er viktig at underlaget som pelemaskinene kjører på er bæredyktig. Om grunnens bæreevne er dårlig kan det legges ut duk før det legges ut nødvendig bærelag. Bærelaget kan etableres av f.eks. pukk, lette masser eller arbeidsplattform av betong. Marktrykket til peleriggen kan komme opp i 200–300 kN/m² jf. Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#). Det er derfor nødvendig at geotekniker vurderer bæreevnen og eventuelle utbedrende tiltak før pelearbeidene starter opp.

12.17 Prøvepeling og prøvebelastning

Ved større prosjekter og/eller prosjekter med vanskelige grunnforhold kan det være behov for å prøvepele og prøvebelaste pelene som en del av prosjekteringen. Dette vil kunne gi et bedre beslutningsgrunnlag med tanke på valg av peletype, lengder, bæreevne, rammeforhold, valg av rammeutstyr/boreutstyr og omfang/type kontroll ved utførelse. Statisk- og dynamisk prøvebelastning er aktuelt for friksjonspeler og peler med stopp i faste masser, mens dynamisk prøvebelastning også er aktuelt for peler til berg.

Som tidligere omtalt i [kapittel 12.1.9.1](#) åpner Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) opp for at man blir kreditert for bruk av prøvepeling og prøvebelastning (både statisk og dynamisk) ved bruk av en gunstigere korrelasjonsfaktor ξ .

For nærmere omtale om prøvepeling og dynamisk- og statisk prøvebelastning vises det til Peleveiledningen 2019 [\[69\]](#).

12.18 Symbolliste

Tabell 12.18—1

Symbol	Forklaring
A	pelens tverrsnittsareal
A_b	pelens spissareal
ω	kraftfordelingsfaktor
a	empirisk sidefriksjonsfaktor
β	sidefriksjonsfaktor
c	Bølgeforplantningshastighet i pelematerialet
$C_{u;cal}$	beregnet in-situ udrenert skjærfasthet
$C_{u;b;cal}$	beregnet udrenert skjærfasthet ved pelespiss
D	diameter pel
D_r	sandens relative lagringstetthet
Δu	poreovertrykk/-undertrykk
δ_e	elastisk deformasjon (stukning) av pel og jord
E	elastisitetsmodul
f_a	reduksjonsfaktor
f_0	samlefaktor for energitap
f_v	reduksjonsfaktor frittstående pelegrupper
f_w	refleksjonsfaktor for beregning av rammespenninger
f_i	impedansforhold – akustisk impedans
$F_{c;d}$	dimensjonerende last (aksiell)
$F_d(t)$	dynamisk aksiell kraft på topp av pel
$F_{n;f}$	negativ friksjon (påhengslast)
ϕ'_k	karakteristisk effektiv friksjonsvinkel
γ_s	partialfaktor sidefriksjon
γ_t	partialfaktor for total bæreevne
γ_t	partialfaktor for motstand
γ_F	partialfaktor for påvirkning/last
ξ	Korrelasjonsfaktor (verdier for ξ_1 , - ξ_6 i Eurokode 7)
h	fallhøyde
I_p	plastisitetsindeks
η	nominell virkningsgrad for rammeutstyret
l	pelelengde
L	pelegruppens lengde ved setning av pelegrupper
l_e	ekvivalent stukningslengde
M_f	modellfaktor
$N_{c,Rd}$	peletverrsnittets dimensjonerende kapasitet
N_q	bæreevnefaktor
N_i	installert kapasitet
O_s	pelens omkrets i jord (for sylindrisk pel)

Tabell 12.18—1 (fortsettelse)

Symbol	Forklaring
$q'_{b;cal}$	beregnet bæreevne (spenning) ved pelespiss
q_c	målt ukorrigert spissmotstand ved trykksondering
$R_{c;d}$	dimensjonerende bæreevne
$R_{c;k}$	karakteristisk bæreevne
$R_{c;m}$	målt bæreevne
$R_{c;cal}$	beregnet bæreevne
$R_{b;cal}$	beregnet bæreevne ved pelespiss
$R_{b;k}$	karakteristisk spissmotstand
$R_{k;d}$	knekkapasitet
$R_{s;cal}$	beregnet sidefriksjon
$R_{s;k}$	karakteristisk sidefriksjon
ρ	pelematerialets densitet
s	plastisk synkning/forskyvning
s	synkning pr. slag ved slutten av ramming
σ_a	atmosfærisk referansetrykk (100 kPa)
σ_{dr}	Pelematerialets dimensjonerende dynamiske fasthet
$\sigma'_{v;0}$	beregnet in situ vertikal effektivspenning
$\sigma'_{v;0}$	midlere vertikal in situ effektivspenning langs pelen
$\sigma_{v;0b'}$	effektivt overlagingstrykk ved pelespiss
σ_{max}	maksimale trykk- eller strekkspenning
σ_0	bølgefrontspenning
$T_{s;u}$	beregnet sidefriksjon
$T_{s;cal}$	beregnet sidefriksjon
W	loddtyngde
W_p	pelens vekt inkl. ev. jordplugg
z	dybde under terreng
z	pelens akustiske impedans
z_1	pelefundamentets dybde ved setning av pelegrupper
z_{lodd}	loddets akustiske impedans
z_t	pelespissens endelige dybde under terreng

13 Store rør og hvelv

13.1 Innledning

Belastningen på et nedgravd rør er helt avhengig av stivheten på røret i forhold til omfyllingsmassene. Det er vanlig å dele inn omfylte konstruksjoner i to kategorier:

Fleksible konstruksjoner:

- korrugerte stålrør og -hvelv

Stive konstruksjoner:

- betongrør
- prefabrikkerte elementkulverter
- plaststøpte betongkulverter

Dette kapitlet omtaler primært større rør og hvelv. Rør og hvelv med spennvidde lik eller større enn 2,5 m prosjekteres i henhold til vegnormal [N400:2025](#) [9]. Mindre betongrør, plastrør og stålrør brukt i stikkrenner og kulverter omtales i vegnormal [N200:2024, 2.13](#) [1]. Dette kapitlet er kun en veiledning med anbefalinger for flere av nevnte konstruksjonstyper, som generelt omtales som kulverter.

For forenklet dimensjonering av fleksible stålrørskonstruksjoner vil dimensjoneringsmetoden beskrevet i TRITA-BKN report 112 [241] kunne brukes. Det er i denne utgaven av kapittel 13 lagt vekt på bruksområde med anbefalinger og anbefalte begrensninger. Symbolene som brukes i dette kapitlet henviser til symbolbruken som er benyttet i overnevnt grunnlag. I det etterfølgende vil metoden bli omtalt som dimensjoneringsmetoden.

13.2 Belastning på stive og fleksible rør og hvelv

13.2.1 Generelt

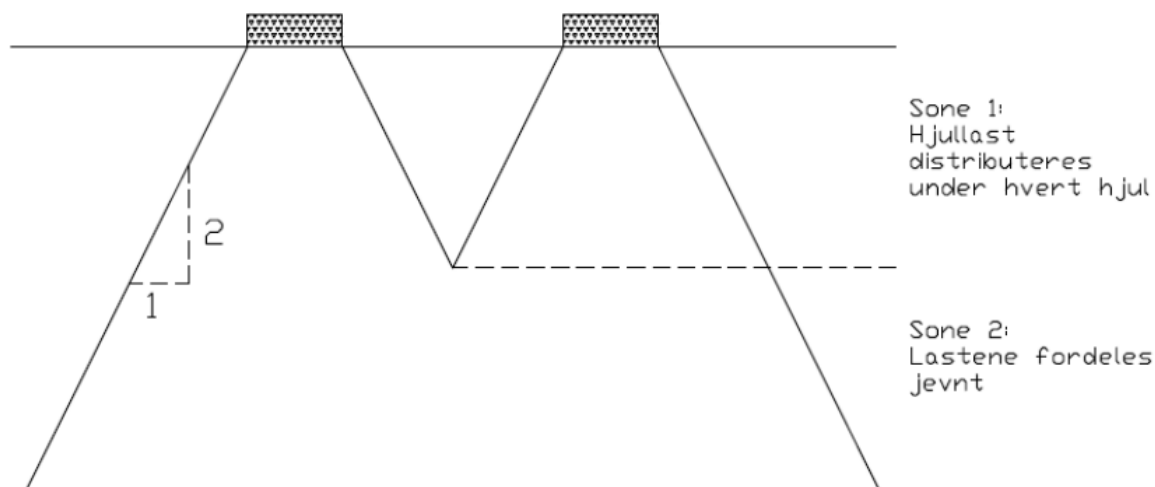
Det vises generelt til trafikklastforskriften [10] og til vegnormal N400Bruprosjektering [9] for trafikk- og naturlaster. Jordtrykk mot stive konstruksjoner er omtalt i [kapittel 9](#).

13.2.2 Trafikklasten på rør og hvelv

For å begrense risikoen for lokalt brudd fra punktlast, krever vegnormal [N400:2025, Krav 4.7.2—2](#) [9] at minste overfyllingshøyde for kulverter og rør beregnet som fleksible konstruksjoner skal være ≥ 500 mm.

Eventuelle lastreduksjoner som følge av for eksempel redusert støtbelastning finnes iblant annet TRITA-BKN report 112 [241]. Det gjøres oppmerksom på at laster i anleggsfasen vurderes spesielt da rør og hvelv med redusert overdekning ofte har lavere kapasitet.

Fordelingen av trafikklasten beregnes konservativt overslagsmessig med en enkel 2:1-lastfordeling i samtlige retninger som vist i [figur 13.2.2—1](#).



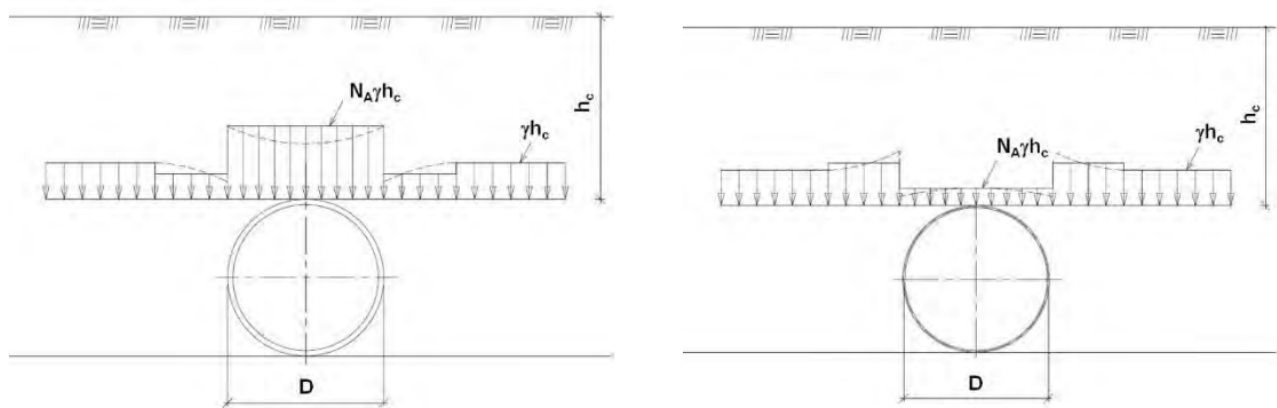
Figur 13.2.2—1 — Forenklet lastfordeling med helning 2:1 i samtlige retninger etter (ATV-DVWK-A 127 [242])

Alternativt vil lastvirkningen på topp rør kunne beregnes som en linjelast etter Boussinesq.

Se omtale i TRITA-BKN report 112 [241]. Det understrekes at Boussinesq-metoden er begrenset til et homogent lag. Vanlig vegfylling vil kunne antas å være homogent. For flere lag med forskjellige stivhet er det behov for andre metoder. Bruk av endelig element-metode (FEM) er da mer aktuelt.

13.2.3 Jordtrykk på stive og fleksible rør

Et fleksibelt rør har mindre stivhet enn omfyllingsmassene, mens et stivt rør har større stivhet enn omfyllingsmassene. Dette medfører en omlagring av vertikaltrykket som vist på [figur 13.2.3—1](#).



a) Vertikalt jordtrykk på stivt rør

b) Vertikalt jordtrykk på fleksibelt rør

Figur 13.2.3—1 — Vertikalt jordtrykk på stivt og fleksibelt rør

Plasstøpte betonghvelv blir også i noen grad fleksible ved stor overdekning, for eksempel ved tunnelportaler med mer enn 20 meter løsmasseoverdekning. Det anbefales i slike sammenhenger å vurdere hvordan man tar hensyn til samvirke jord/konstruksjon. Se [kapittel 9](#).

Vertikaltrykket over røret uttrykkes som en faktor N_A multiplisert med overlagingstrykket:

$$\sigma_v = N_A \cdot \gamma \cdot h_c \quad (13.2.3-1)$$

Over et stivt rør vil det bli en spenningskonsentrasjon slik at N_A blir større enn 1 som vist i [figur 13.2.3-1\(a\)](#). N_A -faktoren i [formel \(13.2.3-1\)](#) blir større enn 1,0 for alle stive kulverter (rør og firkant). Dette gjelder generelt også for små fyllingshøyder. Ingen spesiell geometri kreves.

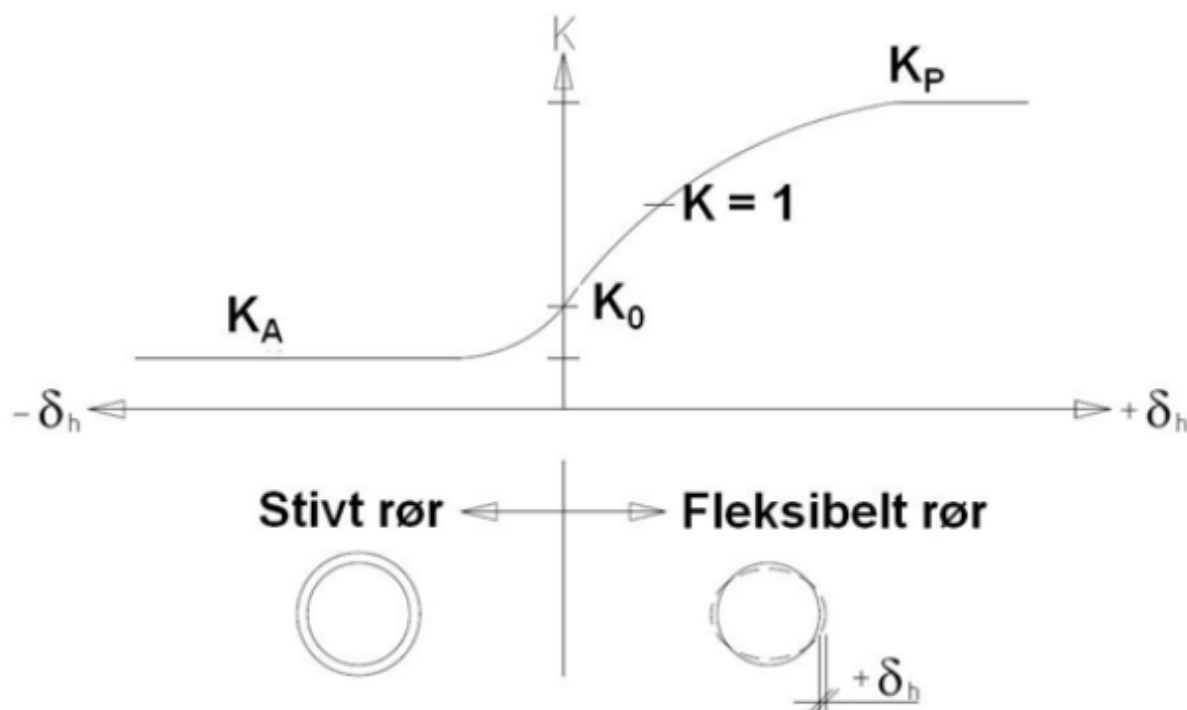
Spangler [\[243\]](#) viste ved fullskalaforsøk at N_A kunne bli helt opp til 1,9. Canadian Highway Bridge Design Code [\[244\]](#) anbefaler verdier på $N_A = 1,40$ for betongrør og 1,35 for firkantkulverter.

Over et fleksibelt rør vil det bli en spenningsreduksjon slik at N_A blir mindre enn 1 som vist i [figur 13.2.3-1\(b\)](#).

Horisontaltrykket er også helt avhengig av stivheten på røret. Horisontaltrykket uttrykkes som:

$$\sigma_h = K \cdot \sigma_v' \quad (13.2.3-2)$$

Avhengig av rørdeformasjoner og spenningsomlagring i omfyllingsmassene vil horisontaltrykket mot et fleksibelt rør kunne være større enn hviletrykket, og ofte vil horisontaltrykket være lik vertikaltrykket, dvs. jordtrykkskoeffisient $K \approx 1$, se [figur 13.2.3-2](#).



Figur 13.2.3-2 — Horisontal jordtrykkskoeffisient, fleksible og stive rør

Forenklet vil en kunne si at et fleksibelt rør deformeres og en får utnyttet styrken i massene rundt røret.

Et stivt rør deformeres svært lite og en får ikke utnyttet styrken i omfyllingsmassene. Det lave sidetrykket fører til at det oppstår store momenter i røret.

Både for stive og fleksible rør er størrelsen på sidetrykket avhengig av kvaliteten og komprimeringsgraden på omfyllingsmassene.

13.2.4 Omlagring av jordtrykk på stive konstruksjoner ved bruk av kompressibelt materiale i fyllingen

Belastningen på en stiv konstruksjon vil kunne reduseres ved å legge inn et mykt (kompressibelt) materiale over kulverten.

Dette fører til en relativ bevegelse mellom jordmassene over kulverten og de omkringliggende masser. Dermed mobiliseres skjærfastheten i massene og jordtrykket blir redusert.

Opprinnelig ble det brukt organisk materiale (løv, høyballer, sagflis) (Spangler [243]). I Norge anbefales det å bruke ekspandert polystyren (EPS). Det er oppnådd gode erfaringer for rør med $D < 5$ m med bruk av denne metoden her i landet. Flere instrumenterte fullskalaforsøk har vist at EPS er enkelt å legge ut og at reduksjonen i jordtrykk er stabil over tid (Vaslestad et al. [245]).

Det vertikale jordtrykket (σ_v) på et rør eller en kulvert beregnes etter formelen (Vaslestad [246]):

$$\sigma_v = N_A \cdot \gamma \cdot h_c \quad (13.2.4-1)$$

MERKNAD hvor

N_A = hvelvvirkningsfaktor

γ = tyngdetetthet

h_c = høyde av overfylling fra topp kulvert

Hvelvvirkningsfaktoren beregnes fra:

$$N_A = \frac{1 - e^{-A}}{A} \quad (13.2.4-2)$$

MERKNAD hvor

$$A = 2 \cdot S_v \cdot \frac{h_c}{D}$$

D = bredde av konstruksjonen

e = matematisk konstant ($\approx 2,71828$)

Friksjonstallet S_v ble utviklet av Janbu [247] for å beregne friksjon på peler. Friksjonstallet beregnes etter formelen:

$$S_v = |r| \cdot \tan \varphi_d \cdot K_A \quad (13.2.4-3)$$

MERKNAD hvor

$\tan \varphi_d$ = mobilisert friksjon = $f \cdot \tan \varphi$

$$K_A = \text{aktiv jordtrykkskoeffisient}, \quad K_A = \frac{1}{\left[\sqrt{1 + \tan^2 \varphi_d} + \tan \varphi_d \cdot \sqrt{1 - |r|} \right]^2}$$

r = ruhet

Det er verdt å påpeke at denne formelen for aktiv jordtrykkskoeffisient er basert på plan skjærflate, og således skiller seg litt fra formelgrunnlaget for diagrammene i [kapittel 6](#).

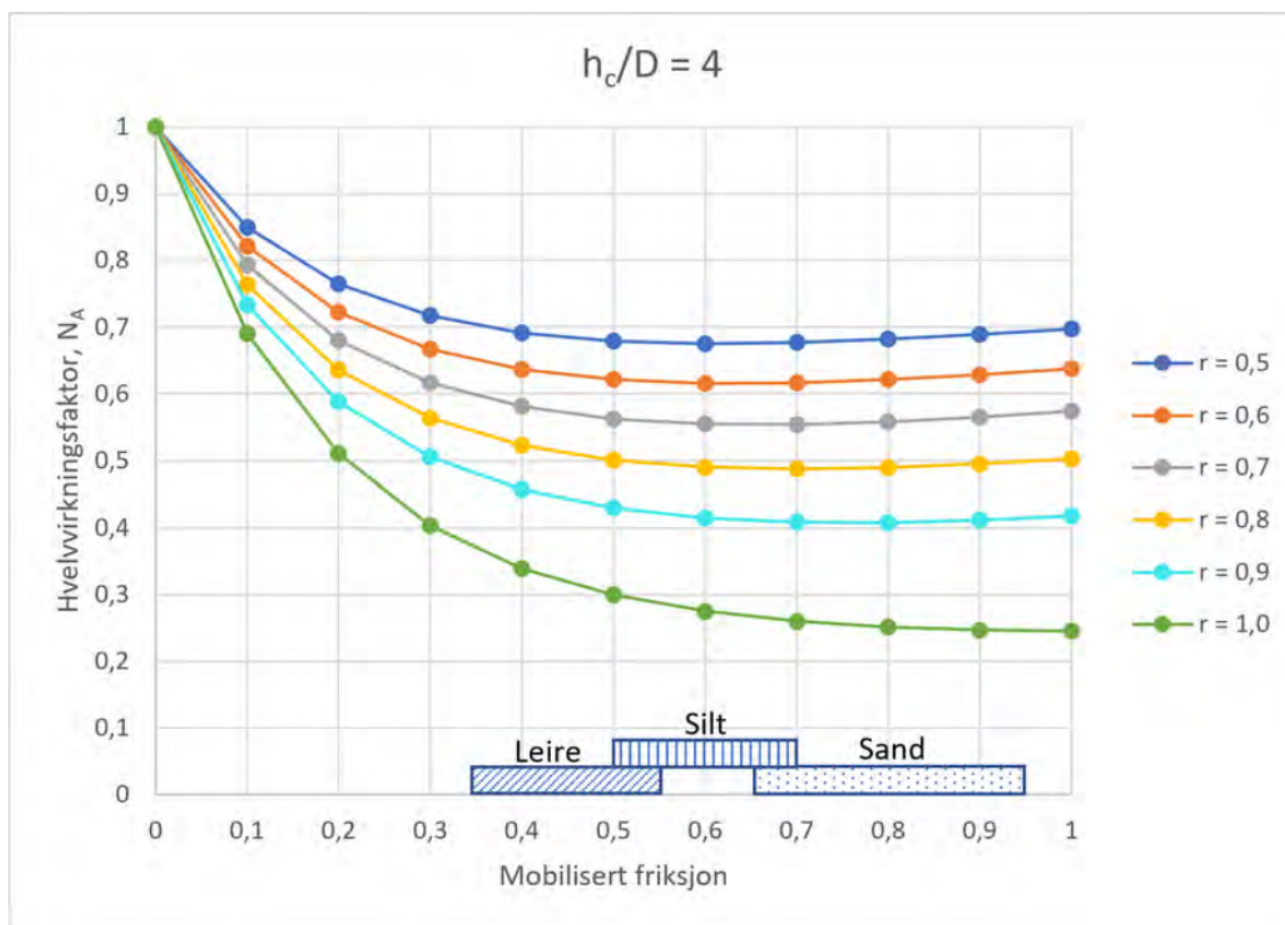
Ruheten r defineres som forholdet mellom skjærspenningen som er mobilisert mot røroverflaten og mobilisert skjærfasthet i jorda. Nærmere definisjon av ruhetens virkning er vist i [kapittel 6](#).

Analyser har vist at ingen enkeltfaktor har større betydning for jordtrykket enn ruheten r (Janbu [248]). Med konstant forhold h_c/D , er hvelvvirkningsfaktoren N_A en unik funksjon av r og $\tan\phi_d$. For definisjon av h_c og D , se [figur 13.3.2.1—1](#).

[Figur 13.2.4—1](#) viser variasjoner i hvelvvirkningsfaktoren for varierende r og $h_c/D=4$.

Bruk av EPS medfører en rekke fordeler:

- EPS er et produkt med standardiserte prøvemeter
- EPS er formbestandig og fås i en rekke blokkstørrelser
- det er lett å legge ut
- trykkfastheten velges slik at deformasjonene blir akseptable



Figur 13.2.4—1 — Hvelvvirkningsfaktoren N_A for $h_c/D=4$

Det anbefales å bruke ruhet $r = 0,8$ (generelt for friksjonsjordarter), og en mobiliseringsgrad på $f = 0,71$ (tilsvarer $\gamma_M = 1,4$).

Undersøkelser har også vist at maksimal belastning vil tilsvare flytespenningen på det myke materialet.

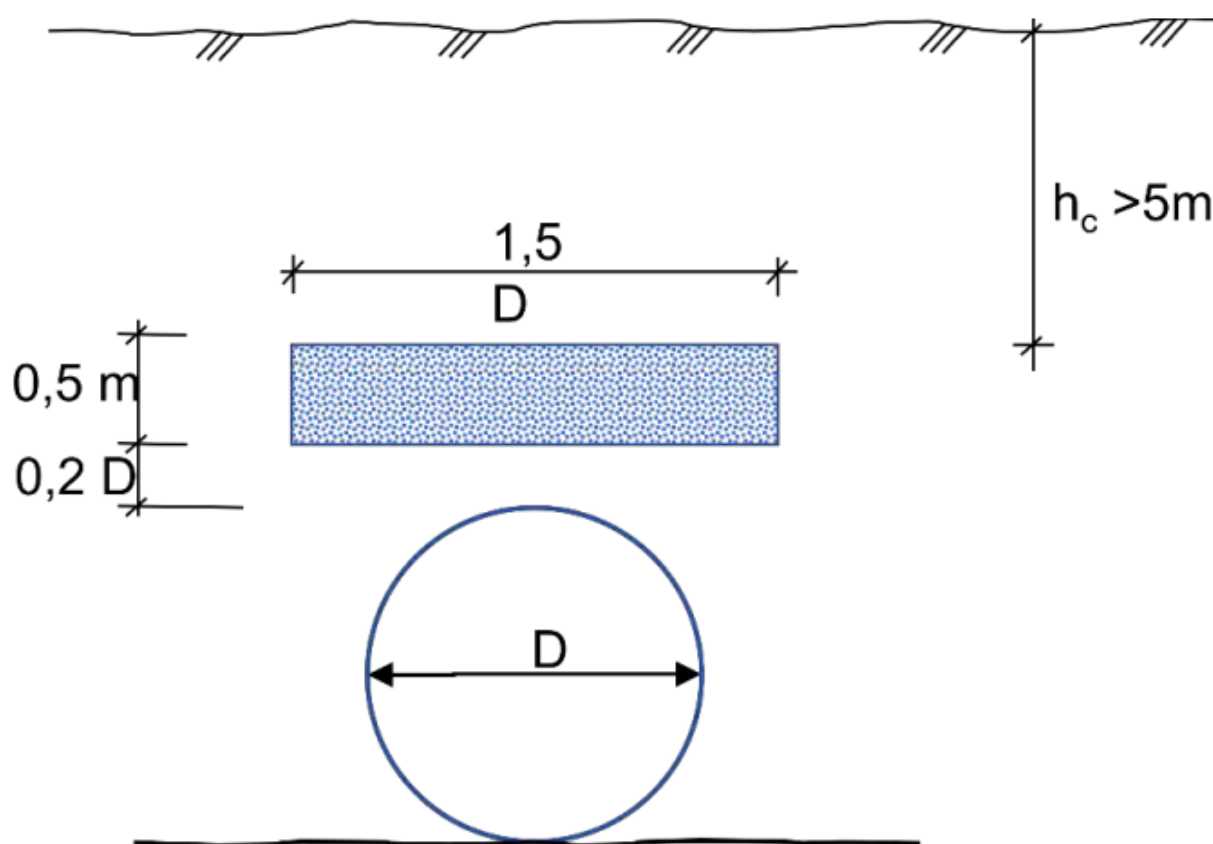
Ved bruk av EPS med trykkfasthet 100 kN/m^2 vil belastningen på røret ideelt sett være maks. 100 kN/m^2 .

En rekke betingelser forutsettes oppfylt for at belastningsreduksjonen blir mest effektiv:

- 1) Forholdet mellom overdekningen og diameteren (bredden) på kulverten er stor nok til at skjærspenninger blir mobilisert i massene over kulverten.
- 2) Det myke materialet får så stor belastning at det når flytegrensen, f.eks. i en EPS med trykkstyrke 100 kN/m^2 forutsettes overdekningen h_c å være minst 5 m i en fylling med tyngdetetthet $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, dvs. $\gamma \cdot h_c = 100 \text{ kN/m}^2$.
- 3) Fyllingsmassene rundt kulverten er godt komprimerte friksjonsmasser, fordi en belastningsreduksjon over kulverten medfører økt belastning på sidene av kulverten.
- 4) Det myke materialet har en bredde som er større enn konstruksjonen, for å minske belastningen på siden.

Enkle forutsetninger for bruk av EPS som belastningsreduserende materiale er vist i [figur 13.2.4–2](#). Metoden forutsetter i utgangspunktet en tilnærmet symmetrisk belastningssituasjon. Tilfeller med usymmetrisk omfylling og skrånende terreng vurderes spesielt nøye. Generelt ligger det vel til rette for analyse med elementmetodeverktøy for å oppnå god tilpasning av løsningen med faktiske dimensjoner, materialer og topografi.

EPS for lastreduksjon kan brukes når fyllingshøyde er større enn 5 m på betongrør og plass-støpte betongkulverter. Ett aktuelt eksempel hvor metoden er godt egnet er et betongrør med 2 m diameter med 24 m sprengsteinsfylling. Det anbefales brukt en tykkelse på 0,5 m på det kompressible EPS-laget. Dette har vist seg å være en optimal tykkelse for maksimal lastreduksjon. Se Vaslestad et al. [\[245\]](#).



Figur 13.2.4–2 — Belastningsreduksjon ved bruk av EPS

13.3 Stålrør og hvelv

13.3.1 Generelt

Samvirkekonstruksjoner mellom jord og stål er kostnadseffektive konstruksjoner med veldig stor bærekapasitet og lang levetid når de brukes riktig. Stålrør og hvelv har blitt brukt som alternativ til mindre bruer og kulverter. Noen aktuelle bruksområder for slike samvirkekonstruksjoner er som over- og underganger for jernbane, gang- og sykkelveg og viltkryssing, samt jordbruksunderganger. I Norge har skredoverbygg blitt et viktig bruksområde (SVV intern rapport nr. 1938 [\[249\]](#)).

Samvirkekonstruksjoner mellom jord og korrugert stål har også blitt brukt som vanngjennomløp, men på grunn av omfattende korrosjonsskader på vanngjennomløp (se SVV Laboratorieserien rapport nr. 115 [\[250\]](#) og Voellmy [\[251\]](#)) setter vegnormal [N400:2025, 4.7.4 \[9\]](#) begrensninger og bestemte forutsetninger for slik bruk. Se for øvrig [kapittel 13.3.3.2](#).

I Norge har konstruksjoner vanligvis blitt bygd med korrugering 200 x 55 mm og spennvidder på 11 m. I de senere årene har det blitt produsert stålplater med dypere korrugering, der en av de mest brukte er stålplater med korrugering 380 x 140 mm. Internasjonalt har det blitt bygget konstruksjoner med spenn helt opp til 24 m med denne type korrugering. Se nærmere omtale i [kapittel 13.3.3.1](#).

Konstruksjonene blir bygget ved å skru sammen korrugerte stålplater og fylle inntil med egnede fyllmasser. Anbefalinger for montering og omfyllingsmasser er beskrevet i [kapittel 13.3.4](#).



Figur 13.3.1—1 — Stort korrugert stålrør brukt som veg-gjennomføring for Fv. 2560 under Hafjell alpinsenter Foto: Veslemøy Gardå, Statens vegvesen

Mange eksisterende konstruksjoner med samvirke mellom jord og stål er bygd som alternativer til konvensjonelle bruer og kulverter, og det finnes flere momenter som gjør at denne konstruksjonstypen er teknisk og økonomisk gunstige. Blant disse er:

- Kort byggetid. Konstruksjonene er raske å bygge i forhold til andre konstruksjoner med samme spennvidde. 180 m lange stålrør har vært montert på 4 uker.

- Konvensjonell overbygning brukes når veg går over stålørret. Sammenlignet med konvensjonell bru gir dette fordeler så som at vegoverbygningen vil kunne videreføres uforstyrret og differansesetninger reduseres eller unngås.
- Samvirkekonstruksjoner mellom jord og stål med tilstrekkelig overdekning vil kunne bære meget store trafikklaster.
- Bueformen på konstruksjonene vil i mange tilfeller gi estetisk gode løsninger, særlig hvor det er viktig å ta vare på eksisterende terreng ved beplantning etc.
- Ved bruk som skredoverbygg er fleksibiliteten i konstruksjonene gunstig for opptak av trykkstøt fra skred.



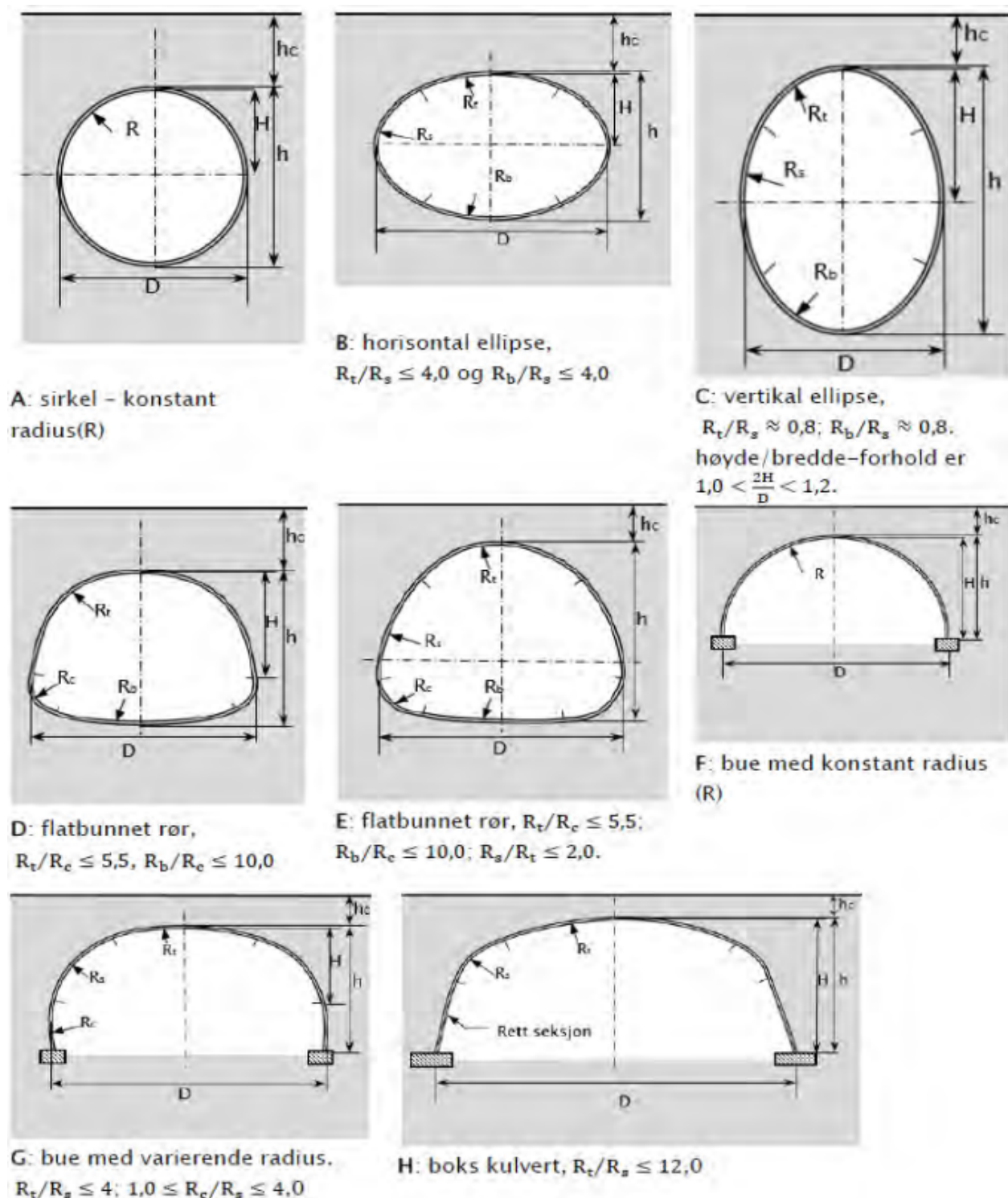
Figur 13.3.1—2 — Konstruksjon med korrugeringsprofil 380 x 140 mm i stål med platetykkelse 7 mm, overdekning 1,2 m, byggeår 2005 (Polen). Foto: Jan Vaslestad, Statens vegvesen

13.3.2 Utforming, flom og bestandighet

13.3.2.1 Tverrsnittsformer

Samvirkekonstruksjoner vil kunne ha ulike former. Noen eksempler er vist i [figur 13.3.2.1—1](#). Dimensjoneringsmetoden i TRITA-BKN report 112 [241] har også begrenset gyldighet til disse formene. Dimensjoneringsmetoden krever overdekning $h_c \geq 0,5$ m.

Dimensjoneringsmetoden anbefales anvendt når geometri og øvrige forutsetninger ligger innenfor dens begrensninger. Dersom forutsetningene ligger utenfor metodens begrensninger anbefales bruk av programverktøy for samvirkeanalyser (FEM-verktøy).



Figur 13.3.2.1—1 — Skisser av ulike tverrsnittformer. R_t er toppradius, R_s er sideradius, R_b er bunnradius, R_c er hjørneradius (TRITA-BKN report 112 [241])

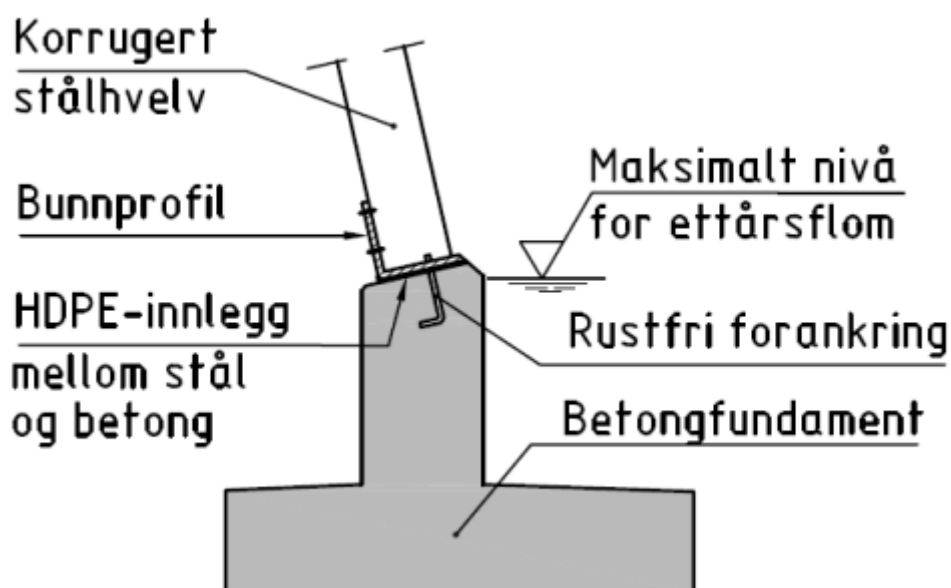
13.3.2.2 Flom og bestandighet

Hvelv på betongfundamenter

Vegnormal [N400:2025, Krav 4.7.4—1 \[9\]](#) tillater ikke hele, korrugerte stålrør brukt som vanngjennomløp. Dette på grunn av omfattende korrosjonsproblemer i deler av konstruksjonen som kontinuerlig er i kontakt med vann.

Korrugerte stålrør som hvelv på betongfundamenter tillates benyttet dersom beregnet vannstand for 1-års flom ikke er høyere enn overkant fundament jf. [N400:2025, Krav 4.7.4—2 \[9\]](#).

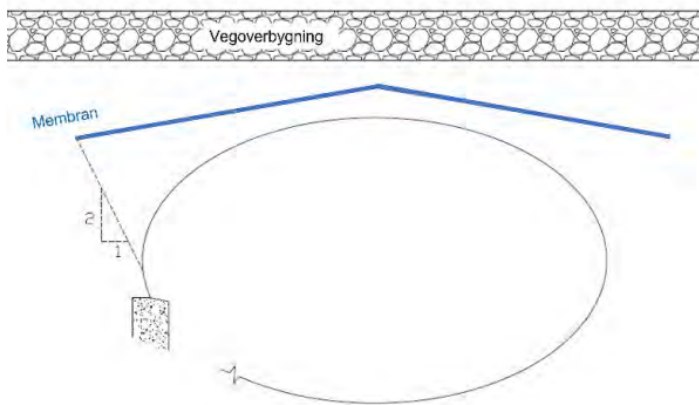
Vegnormal [N400:2025, Krav 4.7.1—2 \[9\]](#) stiller krav om at varmforsinket stål ikke skal være i kontakt med betongen. Innfestingen i betongfundamentene må dermed utformes slik at kravet oppfylles. [Figur 13.3.2.2—1](#) viser en prinsippskisse basert på erfaringer i Norge.



Figur 13.3.2.2—1 — Innfesting av korrugert stålhvelv i betongfundament. Prinsippskisse

Tiltak mot påvirkning fra vegsalt

For å hindre påvirkning fra vegsalt vil membran kunne legges i massene over konstruksjonen som et tak med utstikk ut fra konstruksjonen. Utstrekning 2:1 benyttes ut til hver side av røret eller hvelvet. Det sikres god avrenning til hver side. Avrenning fra vegbanen på underliggende rør begrenses. Kantstein og steinsatte renner kan med fordel benyttes i tillegg til membran.



a) Membran på stålrør og hvelv kan legges i massene over konstruksjonen

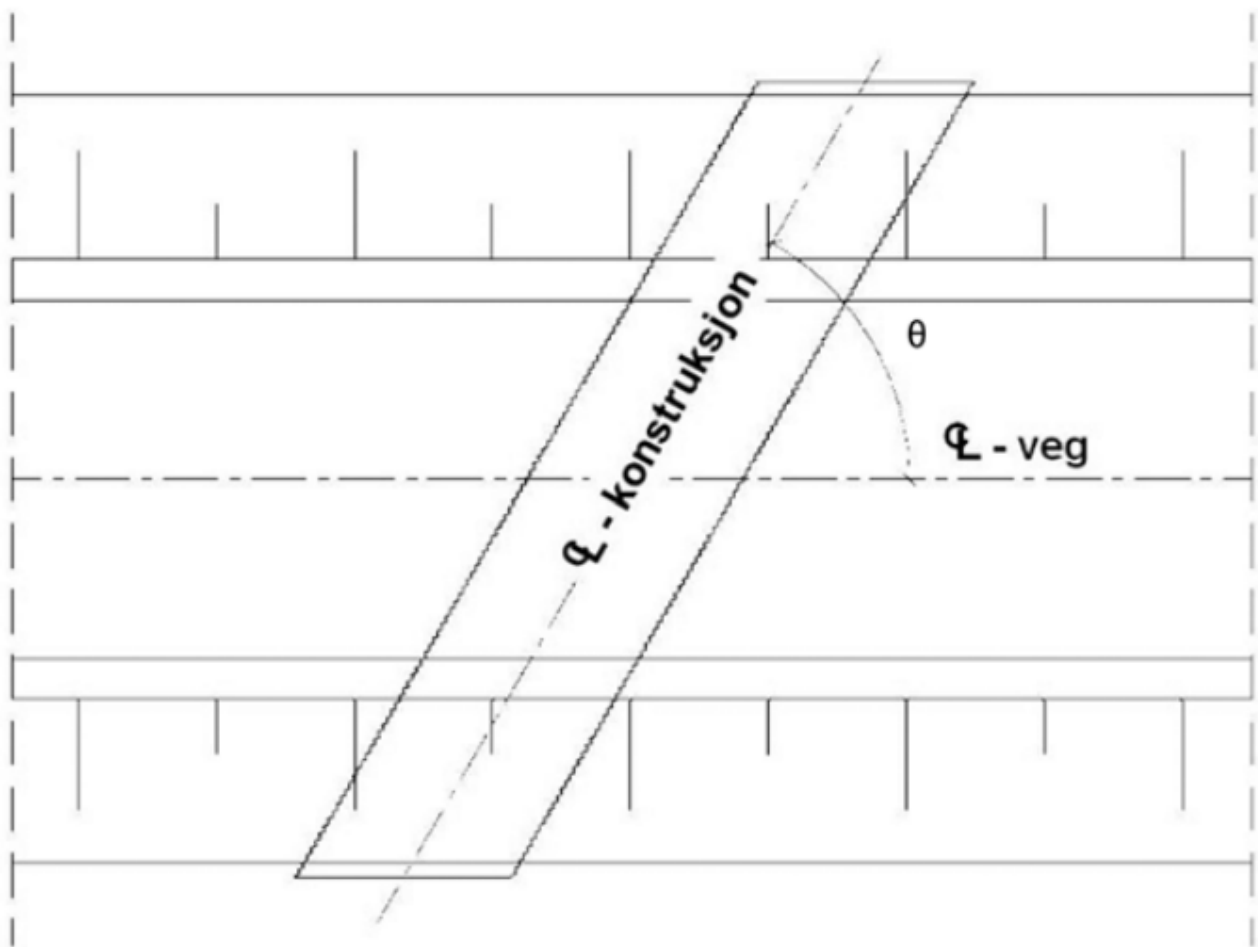
b) Manglende membran på oppgravd rør. Avrenning fra vegsiden vises tydelig

Figur 13.3.2.2—2 — Membran og avrenning på korrugerte profiler

Stålrør med samvirke mellom stål og jord som benyttes for gjennomkjøring på veg som saltes vurderes spesielt. Generelt vil det anbefales å vurdere hvelvkonstruksjoner på betongfundamenter isteden, men det finnes god erfaring også med rør.

13.3.2.3 Skjæringsvinkel og endeavslutning

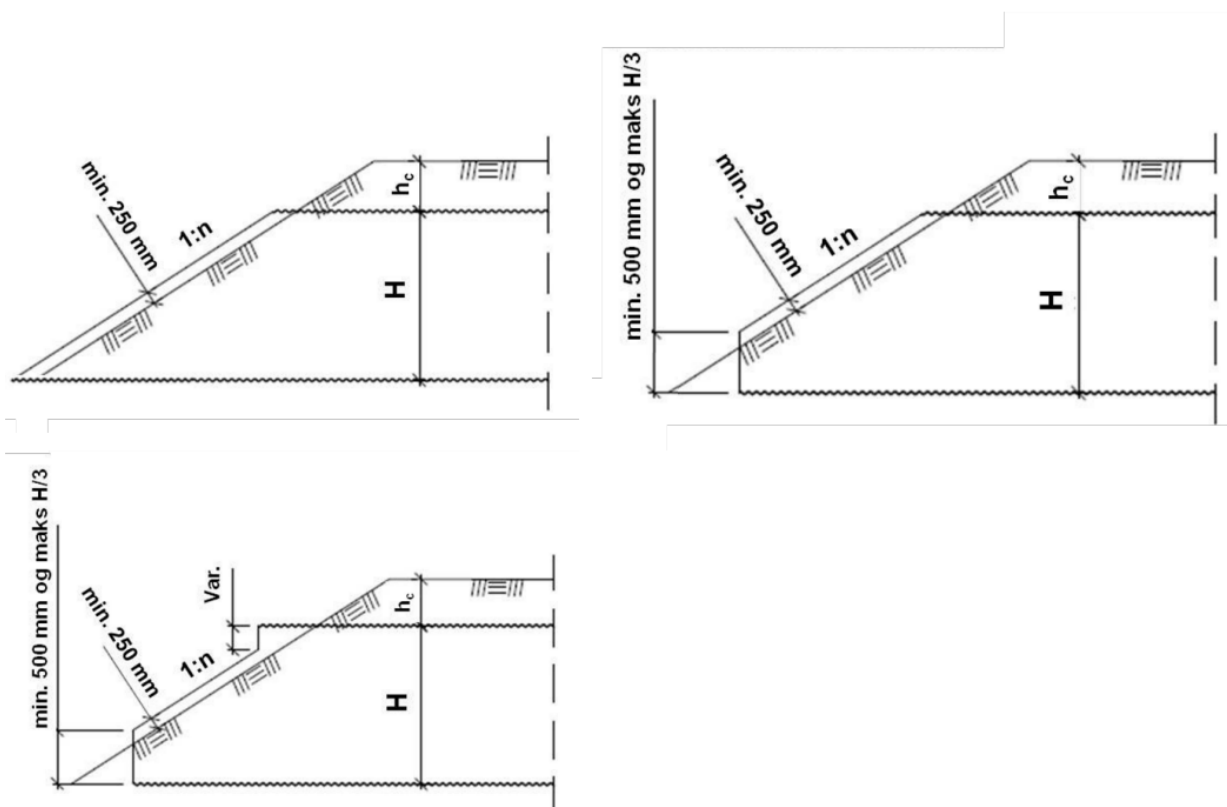
Fleksible rør og hvelv anbefales plassert med en vinkel $60^\circ \leq \theta \leq 90^\circ$ i forhold til den kryssende vegen. Årsaken ligger i usymmetrisk omfylling i enden og derav mulige deformasjoner på grunn av ubalansert jordtrykk. Ved spissere vinkel er det grunn til å påregne tiltak som motvirker jordtrykket.



Figur 13.3.2.3—1 — Skjæringsvinkel θ mellom veg og konstruksjon

Enden av konstruksjonen anbefales skråskåret ikke mer enn 20° fra en rettvinklet avslutning i horisontalplanet.

Skrå endeavslutninger i vertikalplanet vil kunne benyttes, men undersøkes spesielt med hensyn på konstruksjonens kapasitet. [Figur 13.3.2.3—2](#) viser 3 typiske endeavslutninger som normalt vil kunne brukes. Ved helning slakere enn 1:1,5 anbefales vurdering av tiltak mot virkning av jordtrykk inn mot endeavslutningen, f.eks. lagvis jordarmering.



Figur 13.3.2.3—2 — Typiske endeavslutninger for rørkonstruksjoner

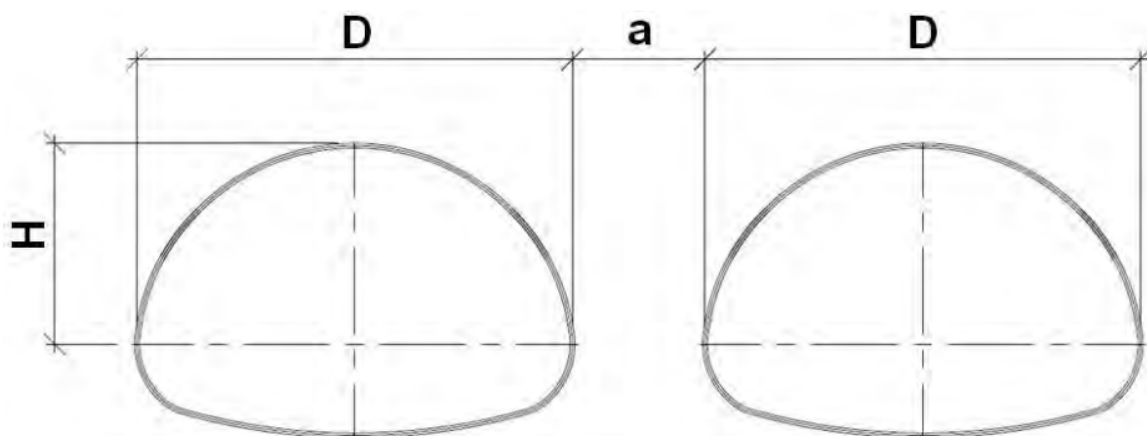
Mulige tiltak for å stabilisere endeavslutningen vil kunne være:

- montering av stål- eller betongkrage rundt enden av røret
- reduksjon av jordtrykket med jordarmering
- bruk av gabioner eller andre former for stabilisering

13.3.2.4 Avstand mellom to eller flere parallelle korrugerte rør og hvelv

Ved samvirkekonstruksjoner som består av to eller flere parallelle korrugerte rør forutsetter dimensjoneringsmetoden (TRITA-BKN report 112 [\[241\]](#) minimum innbyrdes avstand a mellom parallelle rør, se [figur 13.3.2.4—1](#), som den største verdien avhengig av D :

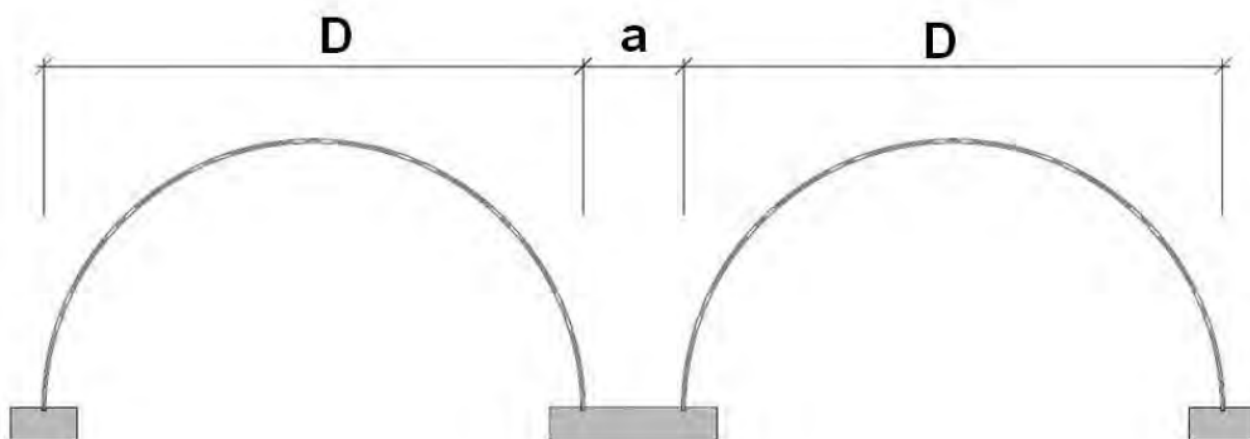
$$a \geq \max \begin{cases} 1,0 \text{ m} \\ D/10 \end{cases}$$



Figur 13.3.2.4—1 — Avstand mellom samvirkekonstruksjoner med flere korrugerte rør

For parallelle hvelv se [figur 13.3.2.4—2](#), og under forutsetning at det påvises at fundamenter har den nødvendige kapasitet, vil avstanden a kunne settes lik:

$$a \geq \max \begin{cases} 0,6 \text{ m} \\ D/10 \end{cases}$$



Figur 13.3.2.4—2 — Avstand mellom samvirkekonstruksjoner med flere korrugerte hvelv

Hvis avstanden mellom samvirkekonstruksjoner er mindre enn de verdiene betinget ovenfor, blir bæreevnen til samvirkekonstruksjonen redusert. Derfor er reduksjonsfaktor (f_m) innført for å ta hensyn til innflytelsen på tangentmodulen av omfyllingsmassene.

$$f_m = 0,7 + 0,3 \frac{a}{a_{nom}} \leq 1,0 \quad (13.3.2.4—1)$$

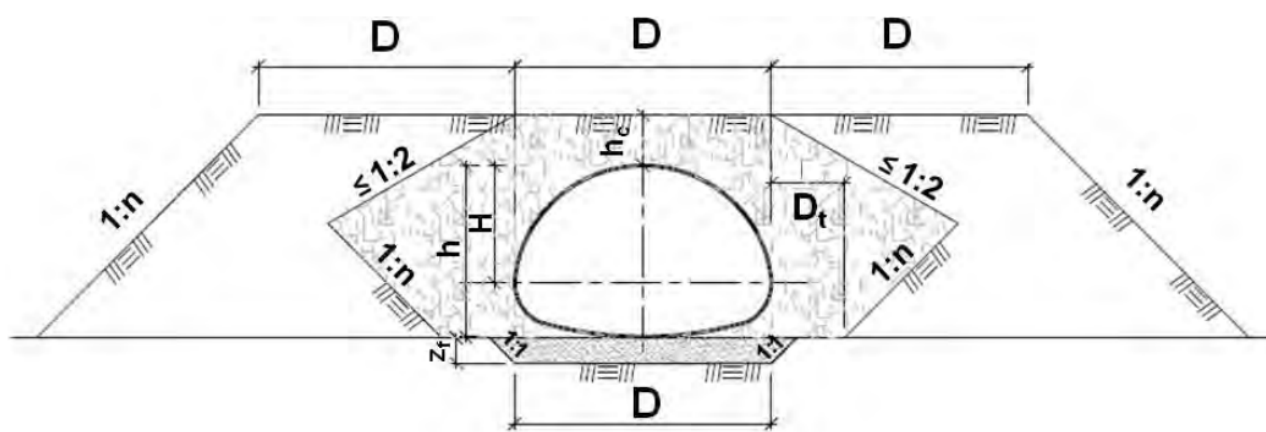
Hvor a er den aktuelle avstanden og a_{nom} er nominell minsteavstand som nevnt ovenfor avhengig av type rør og spennvidde.

Minimum avstand mellom to eller flere parallelle korrugerte rør vil også begrenses av hvilken type komprimeringsmaskiner som brukes. Det er i denne sammenheng viktig at omfylling og komprimering utføres nøyaktig og i samsvar med angitt komprimeringsgrad, da mangelfull støtte fra omfyllingsmassene vil kunne føre til problemer for naborør.

Lette masser (lettklinker, skumglass) benyttes vanligvis ikke til omfylling for slike hvelv og rørkonstruksjoner. Det foretas egen vurdering av nødvendig avstand dersom dette er aktuelt.

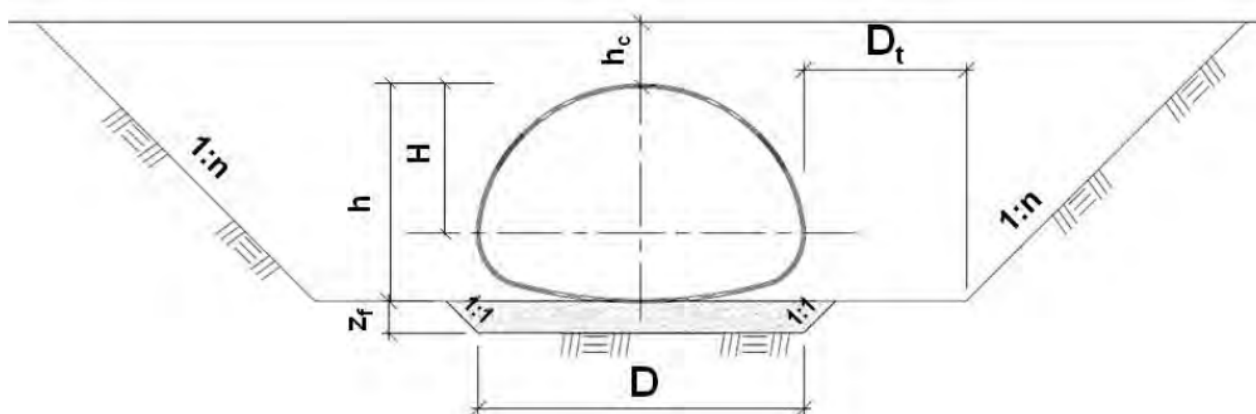
13.3.2.5 Omfyllingsområde og utbredelse av sidefylling

Ved samvirkekonstruksjon lagt i fylling anbefales minste utstrekning av sidefylling ikke mindre enn spennvidden til hver side. I omfyllingsområdet merket med skravur anbefales D_t , målt normalt på konstruksjonen å være den minste av 3.0 m eller $D/2$, men ikke mindre enn H , se prinsipp [figur 13.3.2.5—1](#), og [figur 13.3.2.1—1](#) for definisjoner for andre tverrsnittsformer. Fyllingens helninger, både i ytterkant og innerkant, er avhengig av tilbakefyllingsmaterialer, men anbefales ikke å være brattere enn 1:1,5. Ved bruk av støttemur (gabioner, tørrmur el.) vil helningsvinkelen kunne reduseres. Under konstruksjonen forutsettes at tilbakefyllingsmassene ikke er telefarlige til en angitt frostdybde, z_f , i henhold til [kapittel 14](#). Vegnormal [N400:2025, Krav 7.1.2—1](#) [9] krever dimensjonering for en frostmengde minst tilsvarende 100-års returperiode.



Figur 13.3.2.5—1 — Omfylling rundt rørkonstruksjon i fylling; prinsippskisse

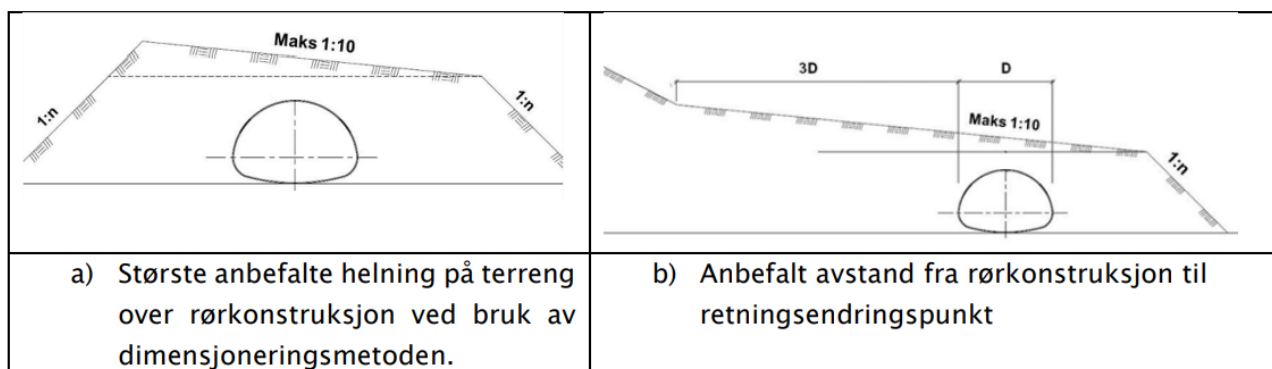
Ved utførelse av samvirkekonstruksjon i grøft eller "cut-and-cover" hvor de stedlige massene er like gode eller bedre enn de tilførte massene anbefales en utstrekning av tilbakefyllingsområdet, D_t , rundt konstruksjonen minst til å være den minste av 2,0 m eller $H/2$. Helningsvinkel for utgravning er avhengig av de stedlige massene, men anbefales ikke brattere enn 1:1,5. Under konstruksjonen forutsettes at tilbakefyllingsmassene ikke er telefarlige til en angitt frostdybde (z) jf. [Kapittel 14](#). Vegnormal N400 Bruprosjektering [9] krever dimensjonering for en frostmengde minst tilsvarende 100-års returperiode.



Figur 13.3.2.5—2 — Definisjoner rundt omfylling i utgravd grop; prinsippskisse

13.3.2.6 Begrensninger til langs- og tversgående helning over samvirkekonstruksjon

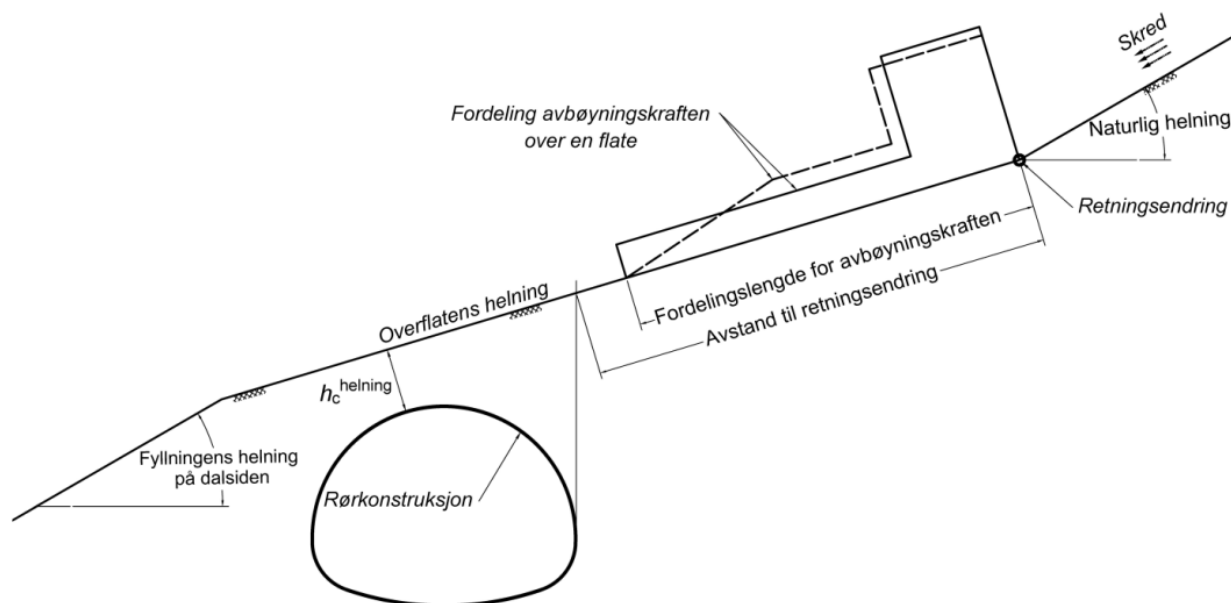
Dimensjoneringsmetoden (TRITA-BKN report 112 [241]) vil kunne brukes ved langs- og tversgående helning over samvirkekonstruksjonen som er mindre eller lik 10%, henholdsvis over total lengde og bredde, se [figur 13.3.2.6—1](#).



Figur 13.3.2.6—1 — Forutsetninger for samvirkekonstruksjoner i skrånende terreng ved bruk av dimensjoneringsmetoden [241].

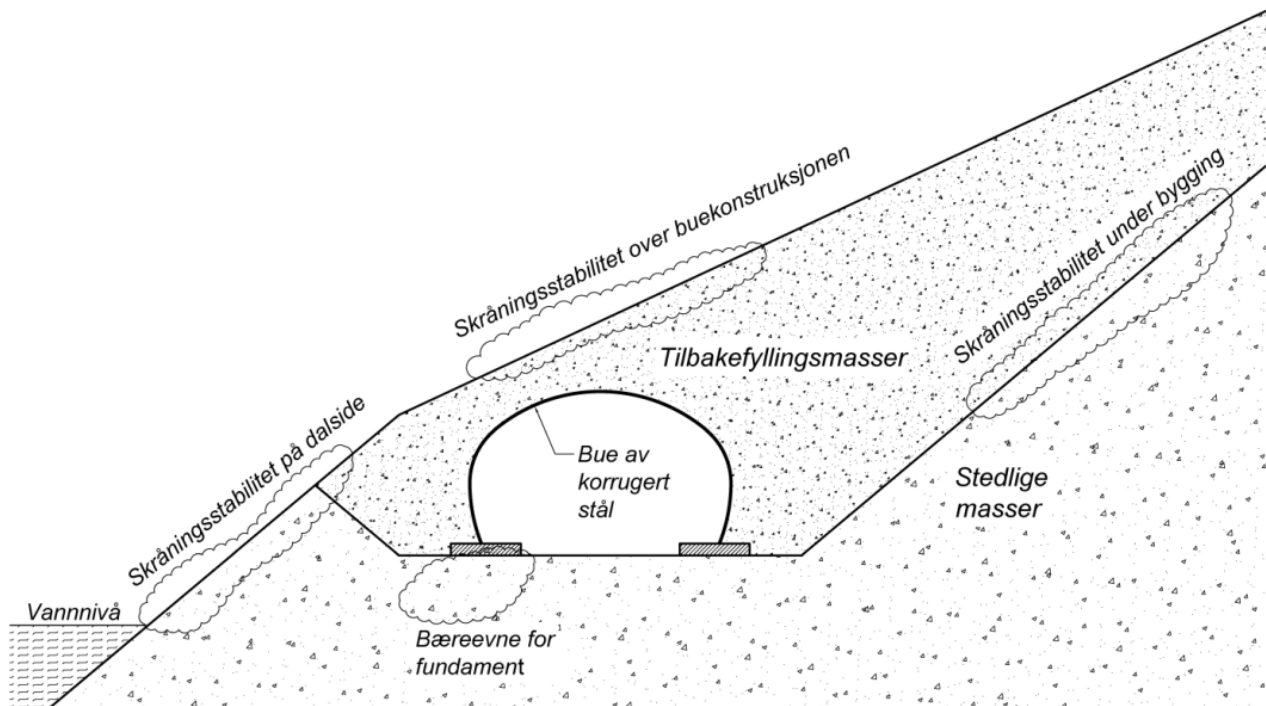
Ved bruk som skredoverbygg vil helning i tverretning økes i området utenfor 3D av konstruksjonen, se [figur 13.3.2.6—1 b](#)). Dette for å unngå avbøyningslaster på konstruksjonen ved skred. Ved større helning utføres egne analyser. Wadi [252] angir noen anbefalinger knyttet til dette.

Minste overdekning defineres som den korteste avstanden mellom samvirkekonstruksjonen og skråningen ovenfor (h_c i [figur 13.3.2.6—2](#)). Høyden undersøkes i beregninger på aktuell utforming, hovedsakelig med hensyn på kapasitet mot knekning og stabilitet over samvirkekonstruksjonen.



Figur 13.3.2.6—2 — Utforming og geometrisk definisjon ved bruk av samvirkekonstruksjoner i skredsikring (modifisert etter Wadi [252])

Stabilitet av skråninger både i byggefasen og permanentfasen ivaretas, se [figur 13.3.2.6—3](#).

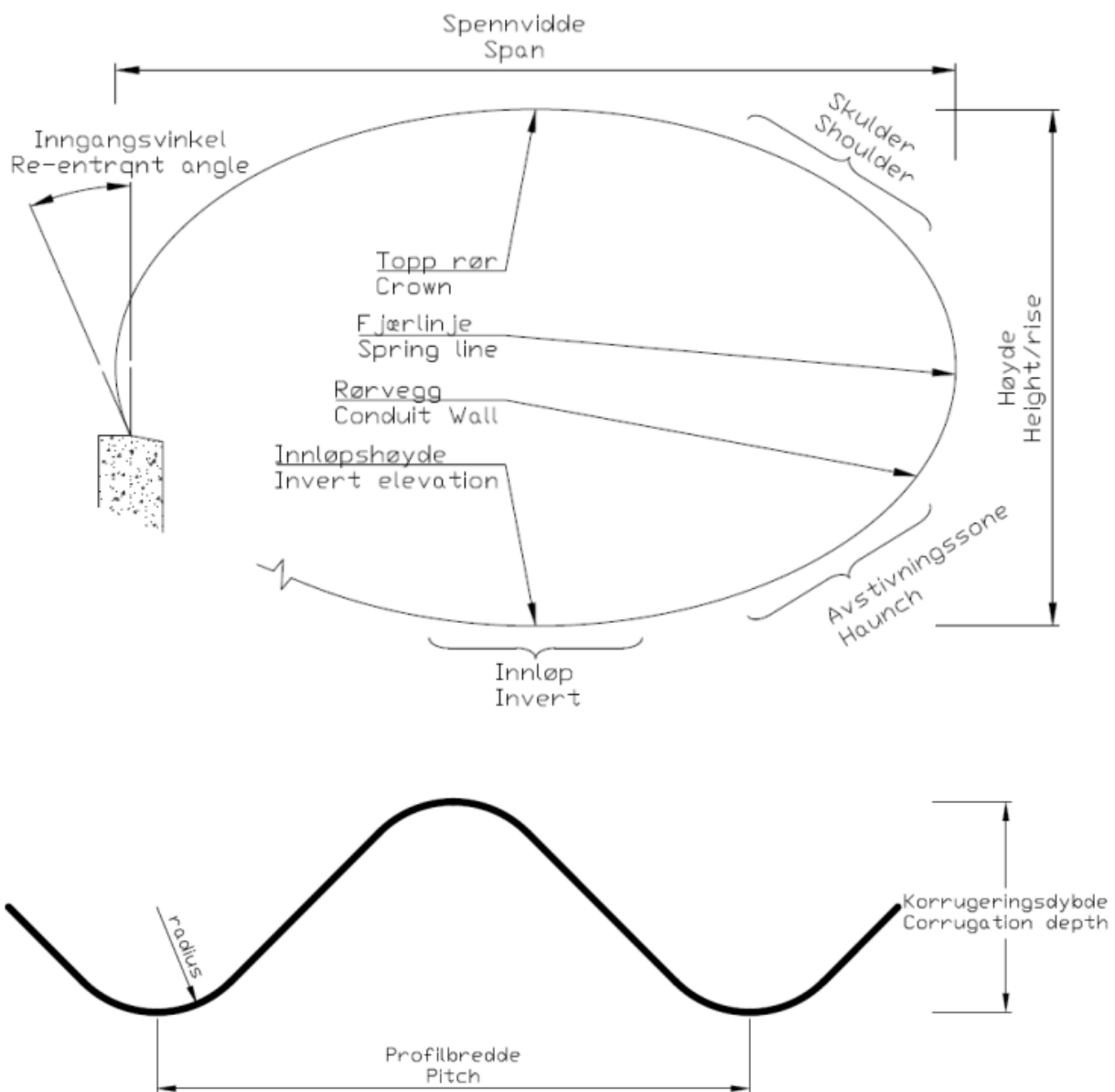


Figur 13.3.2.6—3 — Aktuelle områder for å undersøke spesielt rundt en samvirkekonstruksjon, foruten konstruksjonen i seg selv. Prinsippskisse.

13.3.3 Dimensjonering

13.3.3.1 Betegnelser for korrugeringsprofiler

En oversikt over de vanligste betegnelser brukt i korrugerte stålrør er vist i [figur 13.3.3.1—1](#).



Figur 13.3.3.1—1 — Betegnelser av noen konstruksjonsdeler på korrugerte stålør

Vanlige korrugeringer er 150 x 50 mm, 200 x 55 mm med platetykkelser fra 4 til 7 mm. Ved større spennvidder vil stålplater med dypere korrugering kunne være nødvendig, for eksempel korrugeringsprofil 380 x 140 mm. Tabeller med tverrsnittsdata for aktuelle korrugeringsprofiler er gitt i appendix til dimensjoneringsmetoden (TRITA-BKN report 112 [\[241\]](#), og finnes også tilgjengelig hos leverandører.

13.3.3.2 Materiale

Materialekvalitet velges i henhold til vegnormal [N400:2025, Krav 4.7.1—1 \[9\]](#), og vegnormalen krever platetykkelser $\geq 4,0$ mm. Det anbefales i tillegg et korrosjonsmonn på 1 mm på vanlig konstruksjonsstål for permanente konstruksjoner. Vanlig skrukevalitet er klasse 8.8 eller 10.9 varmforsinket.

For overgang mellom betong og hvelv vil det kunne være aktuelt å benytte andre materialer, se [figur 13.3.2.2—1](#). Rør av andre materialer enn vanlig konstruksjonsstål vil også kunne vurderes, blant annet aluminium. Bestandigheten av disse vurderes særskilt.

13.3.3.3 Geotekniske undersøkelser / Grunnlag for dimensjonering

Fundamenteringsforholdene for samvirkekonstruksjoner mellom jord og stålrør bestemmes på grunnlag av detaljerte grunnundersøkelser. Grunnundersøkelsene gir også et grunnlag for å bestemme spennvidder og fundamentplassering, samt nødvendige tiltak for å sikre stabilitet og unngå setninger og erosjon. Ellers henvises det til [kapittel 2](#). Grunnforholdene kartlegges slik at det også gir grunnlag for å vurdere mulig forskjell i setningsutvikling mellom kulverten og tilstøtende fyllinger.

13.3.3.4 Fundamenter

Bæreevnen til fundamentene anbefales beregnet i henhold til [kapittel 7](#). Eventuelle opptredende setninger under fundamentene anbefales beregnet i henhold til [kapittel 8](#).

Fundamenter utføres vanligvis i betong. Fundamenter i stål anbefales ikke i permanente konstruksjoner. Det vises generelt til vegnormal [N400:2025 \[9\]](#).

13.3.3.5 Setninger

Forventede setninger rundt rørprofiler vurderes kompensert, blant annet for å unngå negativ hvelvvirkning. Det henvises til [kapittel 8](#) for setningsberegninger. Krav til maksimale setninger og setningsforskjeller for ferdig veg er gitt i vegnormal [N200:2024, 1.5 \[1\]](#).

Dersom fyllingene inntil hvelv beregningsmessig vil få større setninger ($> 0,05$ m) enn hvelvet, er det behov for å ta hensyn til negativ hvelvvirkning eller vurdere tiltak for å unngå eller redusere setningene i tilstrekkelig grad. Slike tiltak vil kunne være forbelastning, masseutskifting, grunnforsterkning, lette masser eller kombinasjoner av disse. Se veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#) for nærmere beskrivelse av de ulike metodene.

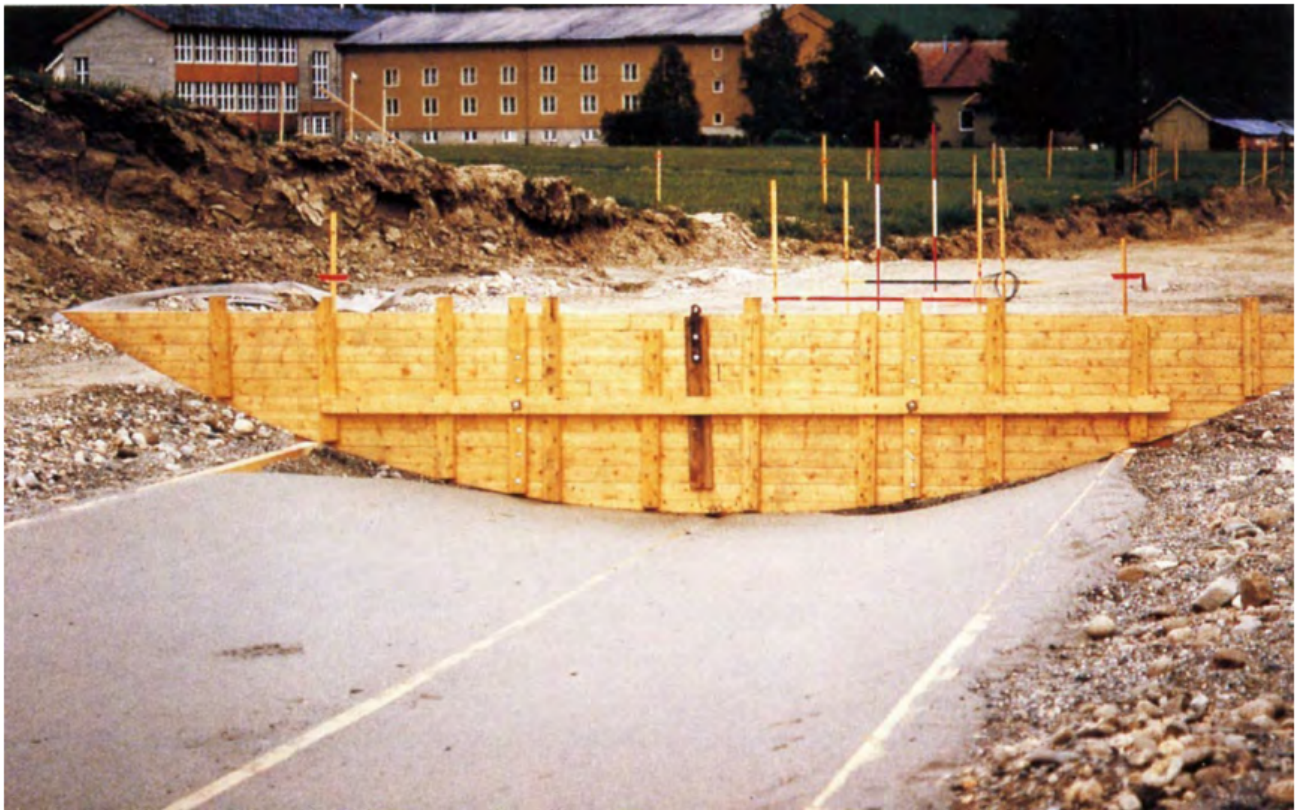
13.3.4 Utførelse

13.3.4.1 Klargjøring av fundament

Eventuell dårlig grunn i topplaget under fundamentet masseutskiftes og erstattes med sand, grus eller knuste materialer. Nødvendig utskiftingsdybde vurderes ut fra stedlige forhold.

Avhengig av om det er et hvelv eller et lukket tverrsnitt, klargjøres det for støping av langsgående betongfundamenter eller montering av bunnplater. Byggepropa forutsettes å være tørrlagt, og det legges eventuelt drenering.

Ved montering av bunnplater med radius større enn 4 m (horisontal ellipse, flatbunnet rør) formes fundamentet på forhånd etter radien på bunnplatene, se [figur 13.3.4.1—1](#). Dette kan gjøres ved å bruke en mal med samme radius som bunnplatene.



Figur 13.3.4.1—1 — Preformet fundament med mal (Foto: Statens vegvesen)

Bredden på det preformede fundamentet lages min. 3 m eller halve bunnradiusen, den største av disse.

De øvre 300 mm av fundamentet som er i direkte kontakt med stålplatene fylles opp med ukomprimert fin grus eller sand. På denne måten kommer det masse inn i korrugeringene. Det er meget viktig at hele bunnen er i kontakt med fundamentet.

13.3.4.2 Montering av stålplatene

Platene blir normalt montert sammen med 20 mm diameter skruer og muttere i hull med 25 mm diameter. Dette gir fleksibilitet i stålplatene under montering. Skruene blir vanligvis levert i to lengder. De korteste for sammenføyningene i skjøter med to plater og de lengste for hjørner med 3 eller 4 plater som overlapper hverandre.

Avhengig av normalkraften i stålplatene brukes 2, 3 eller 4 skruer pr. korrugering (pr. m). Skruene blir skrudd til med trykkluftdrevne muttertrekkere. Vanlig tiltrekningsmoment er mellom 200 Nm og 340 Nm.

Etter montering og før tilbakefylling kontrolleres at en viss prosentandel av forbindelsene har det foreskrevne moment, normalt 5%, med krav om at 90 % av de kontrollerte forbindelsene ligger innenfor foreskrevne verdier. Det vises til NS-EN 1090-2 [\[253\]](#).

Det er flere måter å montere sammen stålplatene. Platene monteres plate for plate, eller de formonteres flere stykker, f.eks. bunnplater, sideplater og topplater, som etter formontering heises på plass.

Platene vil også kunne monteres sammen i hele ringer og skrus sammen. Fullstendig montering av rør er også mulig å utføre før det løftes på plass.

Den vanligste metoden er formontering av bunnplater, sideplater og topplater. Platene monteres sammen ved hjelp av maler med samme radius som platene. Fordelene med denne metoden er at den tillater parallelt arbeid flere steder på anleggsområdet, f.eks. vil preparering av fundamentet kunne foregå samtidig med formontering av platene.



Figur 13.3.4.2—1 — Formonterte plater heises på plass (Foto: Statens vegvesen)



Figur 13.3.4.2—2 — Mal til formontering av plater (Foto: Statens vegvesen)

Det er viktig at ståltverrsnittet får riktig fasong under montering. En nøyaktig preforming av fundamentet er viktig for et vellykket resultat. Ved å måle korder og beregnede avstander under montering av bunnplater og sideplater, vil toppplatene falle på plass uten at en trenger å bruke makt for å holde sideplatene i stilling.

13.3.4.3 Omfylling

Omfyllingsmasser forutsettes å bestå av ikke-aggressive materialer. Stålrør anbefales ikke benyttet i aggressive miljøer med pH lavere enn 6,0. Se også beskrivelse av masser under og inntil konstruksjoner i retningslinje R762 [223].

Anbefalt bredde av omfyllingsmasser er gitt i [kapittel 13.3.2.5](#). Omfyllingsmasser anbefales brukt innenfor sone D_t gitt i [figur 13.3.2.5—1](#).

Innerst mot røret anbefales et beskyttelseslag med gradering 0/16 eller 8/32 som vist i [figur 13.3.4.3—1](#).

Omfyllingsmasser legges ut lagvis i maksimalt 250 mm lagtykkelse før komprimering. Hvert lag komprimeres til den anbefalte komprimeringsgrad før neste lag legges ut. Forskjellen i tilbakefyllingsnivået på hver side av kulverten begrenses til 250 mm (ett lag).

Anbefalt maksimal steinstørrelse er 2/3 av lagtykkelsen. Kun masser i gruppe B (knuste materialer), gruppe C (grus) og gruppe D (sand) anbefales brukt i omfylling. Inndeling av masser er i henhold til [tabell 13.3.4.3—1](#). For anbefalt komprimering se [tabell 13.3.4.3—2](#) og [figur 13.3.4.3—1](#). Det anbefales å følge krav til normal komprimering for fyllinger som angitt i NS 3458 Komprimering; Krav og utførelse [254]. Vibrerende plate anbefales for beskyttelseslaget innerst mot stålrøret.

Tabell 13.3.4.3—1 — Gruppeinndeling av omfyllingsmasser

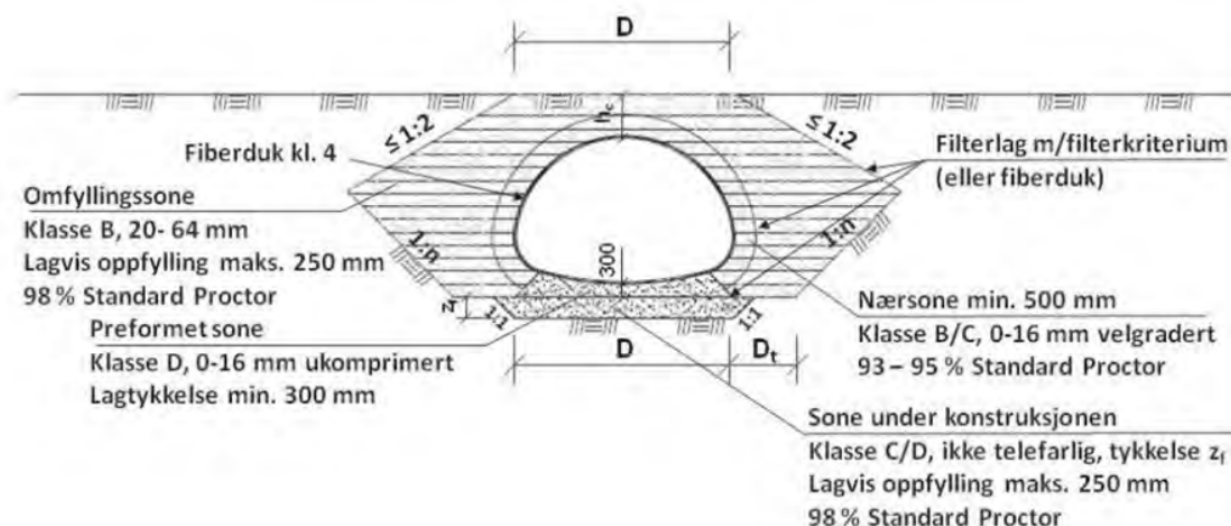
Gruppe	Type masser	Kommentar
A	Sprengt stein	Usortert sprengt stein
B	Knuste materialer	For eks. pukk og kult
C	Grus	Ikke vannømfintlig materiale (maks. 7 % finstoff)
D	Sand	Ikke vannømfintlig materiale (maks. 7 % finstoff)
E	Finsand og silt	Bruken vurderes spesielt
F	Leire	Tørrskorpeleire eller fast plastisk leire. Bruken vurderes spesielt
G	Lette masser	For eks. lettklinker, lettbetongbrudd, skumglass

Masser i gruppe G (lette masser) brukes kun etter en særskilt vurdering.

Tabell 13.3.4.3—2 — Anbefalt komprimering

Gruppe	Komprimeringsutstyr		Lagtykkelse m	Antall Passeringer
	Type	Masse kg/ linjelast kN/m		
B	Vibrerende plate	100 – 200 kg	0,25	6
	Vibrerende vals	10 – 15 kN/m	0,25	6
C/D	Vibrerende plate	200 – 500 kg	0,25	6
	Vibrerende vals	10 – 15 kN/m	0,25	6

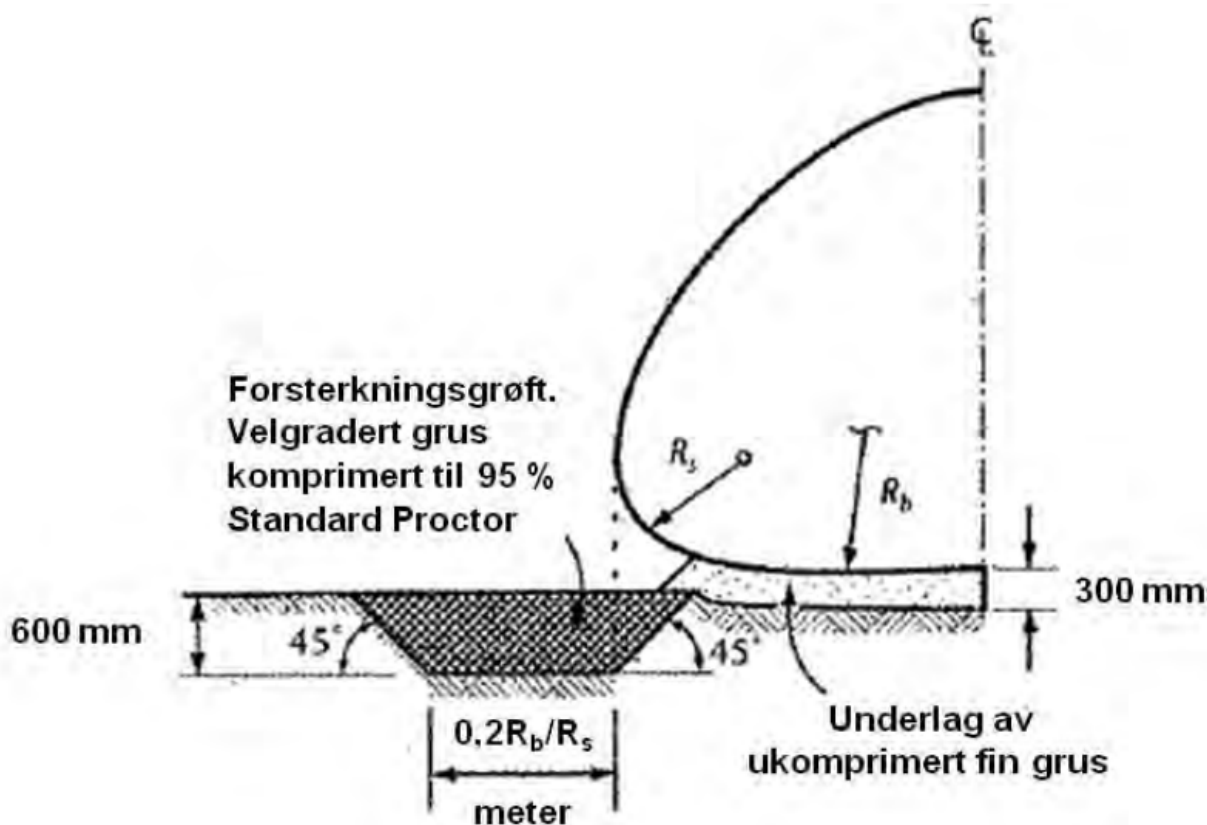
Ved bruk av materialer med ulike kornstørrelser i jordvolumet som omslutter stålkonstruksjonen forutsettes materialene å tilfredsstille filterkriteriet eller det brukes filterlag. For filterlag vises det til vegnormal [N200:2024, 4.3 \[1\]](#). Mulig alternativ i omfyllingssone med materialtyper, lagtykkelser og komprimeringsgrad er oppsummert i [figur 13.3.4.3—1](#).



Figur 13.3.4.3—1 — Omfyllingssoner og forslag til materialer og komprimeringsgrader

For flatbunnede rør er det viktig å sikre god komprimering og støtte i områdene med små radier. Avhengig av grunnforholdene vil det kunne bli nødvendig å grave ut en forsterkningsgrøft som tilbakefylles med egnede masser og som komprimeres godt, se illustrasjon [figur 13.3.4.3—2](#).

For å unngå skader på beskyttende belegg (sink og maling) under tilbakefylling og komprimering, anbefales det at det legges en fiberduk klasse 4 eller høyere direkte mot konstruksjonen før tilbakefylling foretas. For korrugeringstyper dypere enn 200 x 55 mm anbefales det å benytte finere masser framfor fiberduk klasse 4, for å sikre godt samvirke mellom omfylling og stålkonstruksjon.



Figur 13.3.4.3—2 — Utskifting og forsterkning av stedlige masser ved flatbunnet rør

13.3.4.4 Måling av deformasjoner under omfylling

En rekke forskjellige teknikker brukes for å kontrollere deformasjoner og form på stålhvelvet etter montering. Av disse er: Måling av spenn og høyde med målebånd, nivellering av høyder, lodd som henges i taket innvendig etter montering.

Metoden med å henge lodd i taket har vist seg som en enkel og grei metode for å måle heving av toppen under tilbakefylling. Samtidig måles enkelt ev. sideveis bevegelse.

Det anbefales at variasjon i dimensjonene før og etter tilbakefylling ikke overstiger 2 % av spennet eller høyden (den som er størst). Målinger anbefales utført for hvert lag med tilbakefyllingsmasser.

13.3.4.5 Andre hensyn

Hvis bruksområdet er gang- og sykkelvegundergang eller viltkrysningsundergang plasseres skruer på ytre korrugering for å redusere faren for skader om noen skulle falle mot veggen. Dette gjelder ikke for den delen av røret som er under marknivå for oppfylling innvendig.

13.4 Symbolliste

Tabell 13.4—1

Symbol	Forklaring
a	Min. avstand mellom parallelle rør
a_{nom}	Nominell minsteavstand
A	Hvelvvirkningskoeffisient
D	Spennvidde Konstruksjonsbredde
D_t	Utstrekning av tilbakefyllingsmasser
δ	Deformasjon
f_m	Reduksjonsfaktor
h	totalhøyde
h_c	Overdekningshøyde
H	hvelvhøyde
I	Treghetsmoment
K	Jordtrykkskoeffisient
K_A	Jordtrykkskoeffisient (aktiv)
K_0	Hviletrykkskoeffisient
N_A	hvelvvirkningsfaktor for jordtrykk
n	Helning
r	Ruhet
γ	Tyngdetetthet
R_b	Bunnradius
R_c	Hjørneradius
R_s	Sideradius
R_t	Toppradius
S_v	Friksjonstall
$\tan\phi_d$	Mobilisert friksjon
z_f	Frostdybde
σ_v	Vertikalspenning
θ	Skjæringsvinkel mellom veg og konstruksjon

14 Frostsikring

14.1 Innledning

Dette kapittelet omhandler frostsikring i geoteknisk og vegteknisk sammenheng. Veger, brufundamenter, landkar og støttemurer trenger å vernes mot skader som telen vil kunne forårsake. Telehiv og teletrykk er skademekanismer som er aktuelle når frosten trenger ned i bakken. Når telen tiner om våren, vil man i tillegg kunne få redusert bæreevne i vegen med tilhørende akselerert deformasjonsutvikling og konstruksjoner vil kunne oppleve telesetninger. Temaer som er omtalt i dette kapittelet er:

- telefarlighet
- frostmengde
- frostdybde
- frostsikring av veg
- frostsikring av konstruksjoner

14.2 Telefarlighet

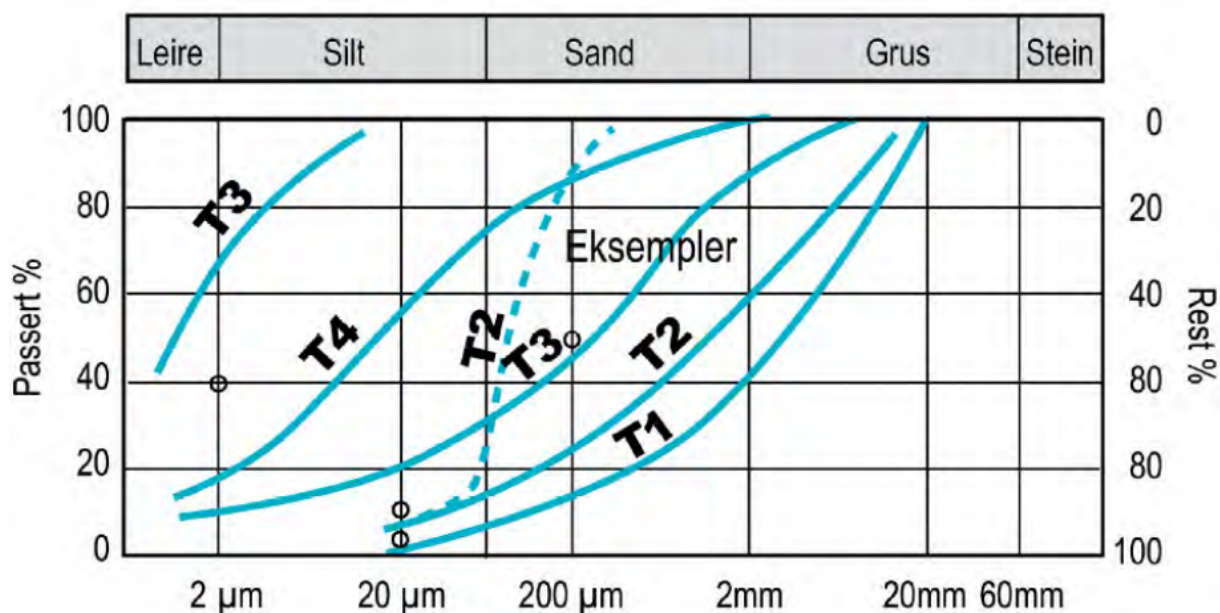
Telefare oppstår når man har en telefarlig jordart, frost av en viss varighet (frostmengde) og tilgang på vann i grunnen. I telefarlige jordarter vil det suges opp vann fra underliggende lag og opp til frostfronten. Dette skaper islinser i den telefarlige jordarten, og islinserne vil løfte opp vegen og skape ujevnheter – telehiv. Mot konstruksjoner vil telen skape et teletrykk som kommer i tillegg til andre krefter konstruksjonen er utsatt for. Ved tining av jord med islinser skapes det et vannoverskudd som gir bløte forhold og dårlig bæreevne. Det vises til Lærebok Vegteknologi [255] for mer utførlig beskrivelse av telefarlighet. Frost i jord, publ. nr. 17 [256] fra 1976 er fortsatt en god referanse når det gjelder tele og sikring mot teleskader.

En jordarts telefarlighet vil kunne defineres på ulike måter, men for vegbygging er det i Norge valgt å benytte en klassifisering basert på kornfordeling til materialene i undergrunn og overbygning. Dette norske telekriteriet kalles ofte for Nordals telekriterium, etter tidligere vegbyggingsprofessor Rasmus S. Nordal ved NTH/NTNU som utviklet dette kriteriet rundt 1960 basert på et tidligere arbeid av A. Casagrande. Man deler inn i fire telefarlighetsklasser T1-T4 som vist i [tabell 14.2—1](#) og [figur 14.2—1](#) under.

Tabell 14.2—1 — Telefarlighetsklassifisering etter kornfordelingskurven

Telefarlighetsklassifisering				
Telefarlighetsklasse		Av materiale < 22,4 mm		
		Masse-%		
		< 2 µm	< 20 µm	< 200 µm
Ikke telefarlig	T1	-	< 3	-
Litt telefarlig	T2	-	3 – 12	-
Middels telefarlig	T3	1)	> 12	< 50
Meget telefarlig	T4	-	> 12	> 50

1) Også jordarter med mer enn 40 % < 2 µm regnes som middels telefarlig T3



Figur 14.2—1 — Eksempler på telefarlighetsklassifisering

14.3 Frostmengde

14.3.1 Å finne frostmengden

Frostmengden er et uttrykk for frostpåkjenningen i løpet av frosts sesongen. Den beregnes ved å ta midlere lufttemperatur over døgnet, multiplisere denne med 24 timer og summere alle slike bidrag over alle døgn i frosts sesongen. Summen, altså frostmengden, har måleenhet h°C (timegrader). I summeringen tas både negative og positive temperaturbidrag med - dermed blir frostmengden et uttrykk for netto frostpåkjenning. I begge ender av frosts sesongen vil det typisk være døgn med frost som er skilt fra resten av sesongen av mellomliggende døgn med varmegrader. Slike perioder med vekslende temperaturer inkluderes bare med i frosts sesongen dersom de resulterer i et netto bidrag til frostmengden. NS-EN ISO 13793:2001 [257] gir nærmere forklaring på dette med frostmengde.

Frostmengden, F , i timegrader beregnes som en sum over alle døgn i frosts sesongen:

$$F = -24 \sum_i \theta_{m,i} \quad (14.3.1-1)$$

MERKNAD hvor

F = frostmengden for én frosts sesong, h°C

$\theta_{m,i}$ = døgnmiddeltemperaturen for døgn i gitt i °C (i frosts sesongen)

I [formel \(14.3.1-1\)](#) tas alle bidrag med, både positive og negative, gjennom en kontinuerlig frosts sesong, så lenge den totale frostmengden for sesongen øker.

På grunn av temperaturvariasjoner over døgnet, vil det være litt mer arbeid med å finne når frosts sesongen starter og slutter. For frostberegninger med tanke på frostsikring for veg og for konstruksjoner, vil døgnaverdier være tilstrekkelige.

Frostmengden angis som F_2 , F_5 , F_{10} eller F_{100} , dvs. de verdier som statistisk sett kan regnes å bli overskredet én gang i løpet av 2, 5, 10 eller 100 år. Det er laget kart over frostmengder og årsmiddeltemperaturer med oppløsning i ruter på 1 km x 1 km, som er tilgjengelige på Statens vegvesen

sine nettsider: www.vegvesen.no/kart/visning/frostsonekart og www.vegvesen.no/kart/visning/arsmiddeltemperatur.

14.3.2 Sannsynlighet for overskridelse av frostmengder over gitte tidsperioder

Ved «uendelig» lange tidsserier over frostmengder i de enkelte vintersesongene, vil man kunne finne størrelsen på frostmengdene som gjennomsnittlig overskrides f.eks. hvert 100. år (F_{100}) eller hvert 10. år (F_{10}). I praksis finner man slike verdier ut fra en antatt fordeling basert på endelige tidsserier.

Selv om F_{100} gjennomsnittlig opptrer hvert 100. år, er det ikke sikkert at denne frosten opptrer i en gitt hundreårsperiode i det hele tatt, eller den opptrer én eller flere ganger i denne perioden. Det er med andre ord en viss sannsynlighetsfordeling for hvor ofte en slik frostmengde vil opptre i løpet av en fastlagt periode.

For å finne sannsynligheten for at de angitte frostmengdene overskrides over gitte tidsperioder, vil det være rimelig å anta en binomisk sannsynlighetsfordeling. Denne fordelingen sier at hvis p er sannsynligheten for at begivenheten inntreffer i ett forsøk (én vinter), og det gjøres n uavhengige forsøk (antall vintre), så er sannsynligheten P for at begivenheten inntreffer k ganger (k vintre) lik uttrykket i [formel \(14.3.2—1\)](#):

$$P(k) = \binom{n}{k} p^k (1-p)^{n-k} = \frac{n!}{k!(n-k)!} p^k (1-p)^{n-k} \quad (14.3.2—1)$$

Her er p sannsynligheten innen ett enkelt år (for F_{100} er $p = 0,01$), n er dimensjonerings-perioden i antall år, k er antall ganger (antall år/sesonger) at den aktuelle frostmengden inntreffer (eller overskrides).

Sannsynligheten for at hundreårsfrosten overskrides akkurat én gang i løpet av en dimensjoneringsperiode på 100 år er dermed:

$$P(1) = \frac{100!}{1!(100-1)!} \cdot 0,01^1 \cdot (1-0,01)^{100-1} = 100 \cdot 0,01 \cdot 0,99^{99} \approx 0,37 \quad (14.3.2—2)$$

Sannsynligheten for at den dimensjonerende frostmengden *ikke* overskrides i dimensjoneringsperioden fås ved å sette inn $k = 0$. For samme tilfelle som over, er sannsynligheten for dette også ca. 0,37, og dermed er sannsynligheten for det motsatte – nemlig at det oppstår frostmengder, én eller flere ganger, som overskrider F_{100} over 100 år, ca. 0,63. Så selv om vi regner som et snitt for alle hundreårsperioder at frostmengden overskrides én gang pr. hundreårsperiode ($p = 0,01$ i et enkelt år), så er sannsynligheten for overskridelse i *én bestemt hundreårsperiode* (som vi selv velger) 0,63.

Det vil også kunne regnes ut sannsynlighet for *inntil* (t.o.m.) k antall overskridelser ved summering av sannsynligheter for antall inntil k .

I vegbygging er dimensjoneringsperioden gjerne 20 år, men levetiden for en veg er lengre enn dette og det rådes til å dimensjonere frostsikringa deretter. Antar vi en levetid eller dimensjoneringsstid på 50 år, får vi en tabell over sannsynligheter som i [tabell 14.3.2—1](#):

Tabell 14.3.2—1 — Sannsynligheter for overskridelse av frostmengder over en periode på 50 år

	Ingen overskridelse	Overskridelse 1 gang	Overskridelse 1 og 2 ganger	Overskridelse 1, 2 og 3 ganger	Overskridelse 1, 2, 3, 4 og 5 ganger	Overskridelse 6 ganger og mer
	$k = 0$	$k = 1$	$k \leq 2$	$k \leq 3$	$k \leq 5$	$k \geq 6$
$F_{100} (p = 0,01)$	0,605	0,306	0,381	0,393	0,395	~ 0
$F_{50} (p = 0,02)$	0,364	0,371	0,557	0,618	0,635	~ 0
$F_{10} (p = 0,1)$	0,005	0,029	0,107	0,245	0,611	0,384
(Summeres sannsynlighetene i kolonne 2, 6 og 7 får vi 1,0, dvs. at vi da har sannsynligheten for alle mulige utfall.)						

14.4 Frostdybde

14.4.1 Overordnet metodikk

Frosten trenger ned i vegen når varmeenergien ledes opp og ut av vegen. Varmetransporten vil kunne skje på flere måter – ren varmeledning, konveksjon av luft eller vann, stråling og faseoverganger (damp – vann – is). Vi regner vanligvis at varmetransporten i veg domineres av ren varmeledning fra partikkel til partikkel, inkludert gjennom den enkelte partikkel, og av konveksjon i større porer mellom partiklene. Har de granulære materialene $d_{10} < 10$ mm, vil også konveksjon kunne neglisjeres siden porene blir for små til at konveksjonen kommer i gang.

De viktigste faktorene for hvor dypt frosten går er frostmengde, vanninnhold, termisk ledningsevne, volumetrisk varmekapasitet, størrelse på porene mellom materialkornene og temperatur i grunnen idet frosts sesongen starter. På bakgrunn av disse parameterene gjøres det beregninger av frostdybde og resultatene er systematisert i diagrammer og tabeller i vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#).

Beregningene bak kravene i vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#) tar utgangspunkt i ren varmeledning med en varmebalanse der varmebidragene fra konstruksjon og undergrunn balanseres opp mot frostmengden den er utsatt for. De viktigste varmebidragene fra konstruksjon og undergrunn vil være frysevarme fra utfrysing av vann, varme fra nedkjøling av konstruksjonen og varme fra undergrunnen (oppmagasinert og geotermisk varme). Materialkravene i vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#) har til hensikt å sikre at det ikke er noe vesentlig bidrag fra intern konveksjon (luftsirkulasjon) i vegoverbygningen. Tvungen konveksjon fra vind løses gjennom tildekking og ev. andre tiltak.

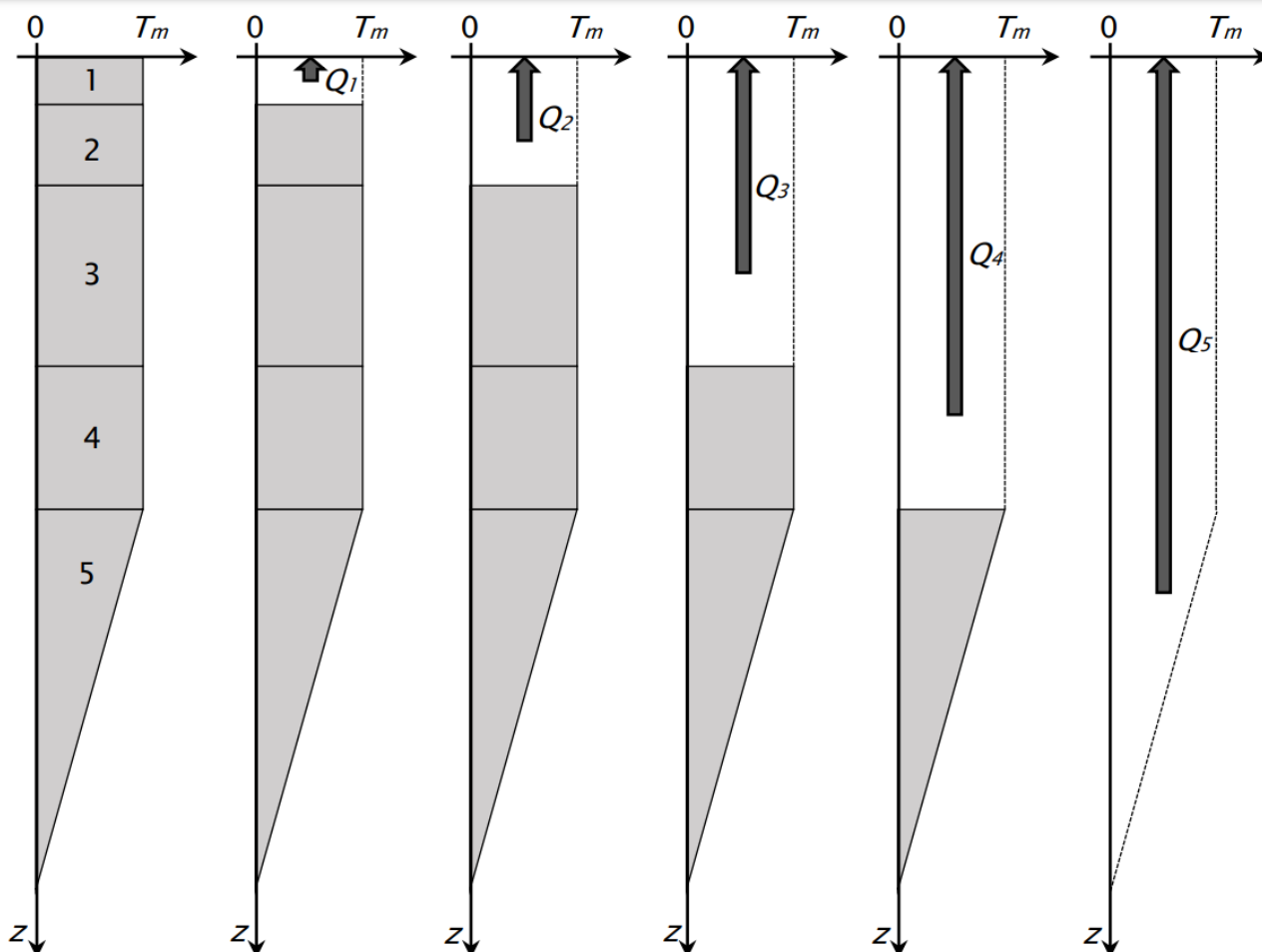
Frysevarme (latent varme fra utfrysing av vann) gir ofte det største bidraget, og utgjør 334 kJ/kg (93 Wh/kg). Dette tilsvarer omtrent samme energimengde som går med til å varme vann fra 0 til 80 °C. Frysevarmen vil være avhengig av vanninnholdet.

Varmen som frigjøres ved nedkjøling av vegkonstruksjonen er avhengig av den oppmagasinerte sommervarmen og varmekapasiteten til materialene.

Når det gjelder varmen fra nedkjøling av undergrunnen, vil det være et spørsmål om hvor mye av denne som det er rimelig å inkludere. Vegnormal [N200:2024 \[1\]](#) har som en forenkling regnet med at varme som frigjøres fra nedkjøling vil kunne regnes ned til 3 m under vegoverbygningen.

Varmebidraget fra nedkjøling regnes i vegnormal [N200:2024 \[1\]](#) fra årsmiddeltemperaturen, T_m , og ned til 0 °C (frysetemperaturen) for lagene i overbygningen. For de 3 meterne med undergrunn som bidrar, regnes varmebidraget ut fra en lineær temperaturfordeling der temperaturen under de 3 meterne er årsmiddeltemperaturen og temperaturen i underkant av overbygningen er 0 °C. Har man dokumentasjon på at temperaturen ved starten av frosts sesongen i et lag 3 m under overbygninga er høyere enn årsmiddeltemperaturen, vil det være naturlig å benytte denne. Det er da behov for å gjøre en vurdering om denne høyere temperaturen er representativ for et gjennomsnitt på det aktuelle tidspunktet over flere år, og ikke skyldes en spesiell varm sommer og høst.

Nedkjøling og utfrysing av vann nedover i konstruksjonen beregnes lagvis. Fra hvert lag genereres det en varmestrøm oppover mot vegoverflaten, se [figur 14.4.1—1](#).



Figur 14.4.1—1 — Beregning av oppadrettet varmestrøm fra nedkjøling og utfrysing av vann gjøres lagvis fra vegoverflaten og nedover

14.4.2 Varmedbidragene fra utfrysing av vann og fra nedkjøling av materialer

Varmedbidraget fra utfrysing av vann, L_n , pr. volumenhet materialer er:

$$L_n = l_n \cdot \rho_d \cdot w \quad (14.4.2—1)$$

MERKNAD hvor

l_n = spesifikk frysevarme for vann, 334 kJ/kg

ρ_d = tørrdensitet, kg/m³

w = vektandel vann

Varmedbidraget fra nedkjøling av materialene, Q_n , pr. volumenhet materialer er:

$$Q_n = C \cdot \Delta T \quad (14.4.2—2)$$

MERKNAD hvor

C = volumetrisk varmekapasitet, kJ/m³K

ΔT = temperaturendring fra årsmiddeltemperatur T_m ned til 0 °C

Volumetrisk varmekapasitet, med enhet kJ/m³K, kan regnes ut ved hjelp av spesifikk varmekapasitet og tyngdetettheten til materialene, jf. [Formel \(14.4.2—3\)](#):

$$C = c \cdot \rho \quad (14.4.2—3)$$

MERKNAD hvor

c = spesifikk varmekapasitet, kJ/kg·K

ρ = materialets densitet, kg/m³, for tørre granulære materialer benyttes ρ_d

Spesifikk varmekapasitet og densitet for en del materialer i vegen er gitt i [tabell 14.4.2—1](#) under.

Tabell 14.4.2—1 — Spesifikk varmekapasitet for noen aktuelle materialer

Materiale	Spesifikk varmekapasitet, kJ/kg·K	Materialdensitet, kg/m ³
Granulære materialer inkl. silt og leire	0,7	1500-2200 (ρ_d)
Fast berg/enkeltkorn	0,7	2600-3000 (ρ_s)
Vann	4,18	1000
Is	2,04	917
Luft	1,0	1,2
Plast (polystyren)	1,3-1,5	1050 ¹⁾ /20-50 ²⁾
Betong	1,0	2300-2400
Lettklinker	1,0	310-350
Skumglass	1,0	250
1) Gjelder kompakt materiale		
2) Gjelder EPS og XPS		

For tørre granulære materialer vil det være tilstrekkelig å benytte [formel \(14.4.2—3\)](#) med ρ_d for å finne volumetrisk varmekapasitet. Er det vann til stede i materialet, regnes det først ut en vektet spesifikk varmekapasitet der man tar hensyn til volumandel av faste korn og volumandel vann (luftas bidrag neglisjeres). En formel for vektet spesifikk varmekapasitet er følgende:

$$c = \frac{1}{1 + w} \cdot (c_s + c_w \cdot w) \quad (14.4.2—4)$$

MERKNAD hvor

w = vanninnhold, vektandel

c_s = spesifikk varmekapasitet for kornskjellettet, kJ/kg·K

c_w = spesifikk varmekapasitet for vann, ev. is, kJ/kg·K

[Formel \(14.4.2—4\)](#) er kanskje mest aktuell å benytte når vanninnholdet er så stort at det har noe å si for den samlede spesifikke varmekapasiteten for materialet. Ved blanding av flere materialer vil man først kunne regne ut en vektet c_s ut fra vektandel av de ulike materialene og så benytte denne vektete c_s -verdien i [formel \(14.4.2—4\)](#).

14.4.3 Beregning av frostnedtrengning

Vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#) legger til grunn en forenklet beregning basert på Stefans metode [\[258\]](#).

Varmen som strømmer oppover i vegkonstruksjonen, møter motstand i form av den isolerende evnen de ulike, overliggende materialene har. Varmestrømsmotstanden i den frosne delen av vegen, R_f , for lagene 1 til l kan skrives som:

$$R_f = R + R_{f2} + \dots + R_{fl} = \frac{z_1}{\lambda_{f1}} + \frac{z_2}{\lambda_{f2}} + \dots + \frac{z_l}{\lambda_{fl}} = \frac{z}{\lambda_f} \quad (14.4.3-1)$$

der z_l er tykkelsen av det enkelte lag, R_{fl} og λ_{fl} er hhv. varmemotstanden og varmeledningsevnen i laget i frossen tilstand. λ_f er den resulterende varmeledningsevnen for hele lagpakken. Enheten til varmemotstanden er gjerne $\text{m}^2 \cdot \text{K}/\text{W}$.

Underveis i beregningene, når man regner lag for lag, tar man hensyn til at det tar tid å fryse det laget man regner på. En forenklet måte å gjøre dette på, er å regne at all varme strømmer fra midten av laget, og dermed bare møter halv varmemotstand fra det laget som er i ferd med å fryse (men full varmemotstand fra overliggende lag):

$$R_{fl} = \frac{z_l}{2 \cdot \lambda_{fl}} \quad (14.4.3-2)$$

For de 3 meterne med undergrunn som kjøles, tenker man litt i samme baner, men siden vi ikke regner konstant temperatur, men lineært varierende temperatur, jf. [Figur 14.4.1-1](#), vil varmemotstanden fra dette laget være likt med motstanden i kun den øverste tredjedelen av laget (den øverste meteren).

Varmeledningsevnen, λ , for ulike materialer er ofte oppgitt av materialleverandør/-produsent eller bestemmes ved laboratorieforsøk. Overslagsmessige verdier er gjengitt i [tabell 14.4.3-1](#) under.

Tabell 14.4.3-1 — Varmeledningsevne for noen aktuelle materialer

Materiale	Frosset (λ_f), W/mK	Ufrosset (λ_u), W/mK
Asfalt	1,0 – 1,5	1,0 – 1,5
Betong	1,5 – 2,5	1,5 – 2,5
Berg (fra lavt til høyt kvartsinnhold)	2 – 7	2 – 7
Grov puk, kult	0,6 – 1,3	0,7 – 1,5
Grus	0,7 – 1,8	1,0 – 2,0
Sand på fylling	0,9 – 1,8	1,0 – 2,0
Sand under grunnvannstand	2,4 – 4,2	1,5 – 2,7
Silt	1,7 – 2,8	1,0 – 1,7
Leire	1,6 – 2,4	0,9 – 1,4
Ekstrudert polystyren, XPS		0,035
Lettklinker (fra tørr til fuktig (4-5 % vanninnhold))		0,10 – 0,14
Skumglass, drenert		0,107
Is og vann	1,6	0,6

For en overslagsberegning av frostdybden, z , vil [formel \(14.4.3-3\)](#) kunne legges til grunn:

$$z = \sqrt{\frac{2F\lambda_f}{Q_n + L_n}} = \sqrt{\frac{2F\lambda_f}{c \cdot \rho \cdot T_m + l_n \cdot \rho_d \cdot \omega}} \quad (14.4.3-3)$$

[Formel \(14.4.3-3\)](#) regner hele lagpakken i vegen som ett lag, og tar ikke hensyn til varmebidrag fra nedkjøling av underliggende lag.

Beregningene som ligger til grunn for vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#) regner lag for lag nedover i vegen. Dette gjøres f.eks. ved å beregne hvor mye av frostmengden som «spises opp» av varmebidragene fra nedkjøling og fra utfrysing av porevann i det enkelte lag l , jf. [Formel \(14.4.3-4\)](#):

$$F_l = R_{f,1 \dots l} \cdot (Q_{nl} + L_{nl}) \cdot z_l \cdot \frac{1}{3,6} \quad (14.4.3-4)$$

der

$$R_{f,1 \dots l} = R_{f1} + R_{f2} + \dots + R_{fl} = \frac{z_1}{\lambda_{f1}} + \frac{z_2}{\lambda_{f2}} + \dots + \frac{z_l}{2 \cdot \lambda_{fl}} \quad (14.4.3-5)$$

MERKNAD hvor

F_l = frostmengden som er nødvendig for å fryse gjennom lag l

$1/3,6$ = omregningsfaktor for å regne om fra $ks^{\circ}C$ (kilosekundgrader) til $h^{\circ}C$ (alternativt kan man regne varmebidragene Q og L i wattimer (Wh) og sløye omregningsfaktoren. $1 \text{ Wh} = 3,6 \text{ kJ}$; $1 \text{ kJ} = 0,278 \text{ Wh} = \text{Wh}/3,6$)

Å fryse gjennom det øverste laget (lag 1) krever derfor følgende frostmengde (husk halv varmestromsmotstand):

$$F_1 = \frac{z_1}{2 \cdot \lambda_{f1}} \cdot (Q_{n1} + L_{n1}) \cdot z_1 \cdot \frac{1}{3,6} \quad (14.4.3-6)$$

Å fryse gjennom lag 2 krever følgende frostmengde (gitt at overliggende lag 1 allerede er gjennomfrosset):

$$F_2 = \left(\frac{z_1}{\lambda_{f1}} + \frac{z_2}{2 \cdot \lambda_{f2}} \right) \cdot (Q_{n2} + L_{n2}) \cdot z_2 \cdot \frac{1}{3,6} \quad (14.4.3-7)$$

Videre nedover legger man til flere og flere ledd på samme måte.

Den ufrosne undergrunnen, dvs. de 3 meterne som vi regner har delvis nedkjøling, krever følgende frostmengde:

$$F_{l+1} = \left(R_f + \frac{z_{l+1}}{3 \cdot \lambda_{u,l+1}} \right) \cdot \frac{Q_{n,l+1}}{2} \cdot z_{l+1} \cdot \frac{1}{3,6} \quad (14.4.3-8)$$

For den ufrosne undergrunnen, der varmestrommotstanden bare er en tredjedel av hele lagets varmestrommotstand, deler vi også varmebidraget på 2 siden det bare er halve lagets varme som drenerer ut av konstruksjonen (jf. [Figur 13.3.4.3-1](#)). Siden det kun er snakk om nedkjøling, vil det ikke være noe bidrag fra utfrysing av vann her ($L_{n,l+1} = 0$). Med 3 meters tykkelse på dette laget vil $z_{l+1} = 3,0$.

Dette siste bidraget vil være avhengig av frostdybden ned til og med nærmeste overliggende lag, så det vil være nødvendig å iterere med ulike lagtykkelser på nederste utfroste lag inntil man oppnår at all tilgjengelig frostmengde er «brukt opp».

For lave frostmengder er det ikke sikkert man trenger frostsikring - man vil da se at de andre lagenes varmebidrag «spiser opp» frostmengden. Her vil altså den bæreevnemessige dimensjoneringa også gi tilstrekkelig frostsikring.

Den dimensjonerende frostmengden, F_d , vil nå være lik summen av «forbrukt» frostmengde for de enkelte lag:

$$\sum_{i=1}^{l+1} F_i = F_d \quad (14.4.3-9)$$

Frostdybden, z , blir summen av tykkelsen på de lagene som er frosset gjennom:

$$z = \sum_{i=1}^l z_i \quad (14.4.3-10)$$

NB! Metodikken beskrevet over tar ikke hensyn til telemekanismen for telefarlige materialer der vann trekkes opp til frysefronten og avgir frysevarme. Dette forutsetter at frosten trenger ned i telefarlige materialer, og er dermed mest aktuelt for undergrunnen og i mindre grad for frostsikringslaget (i sistnevnte tillates T2-materialer). Vannoppsug til frysefronten er det som gir telehiv, og det er dette som unngås for nye veger ved riktig dimensjonering. For veger som ikke frostsikres fullt ut, og som dermed vil kunne få noe telehiv, vil denne mekanismen likevel være virksom i noen grad. I slike tilfeller vil frostdybden bli noe overestimert med metodikken beskrevet ovenfor.

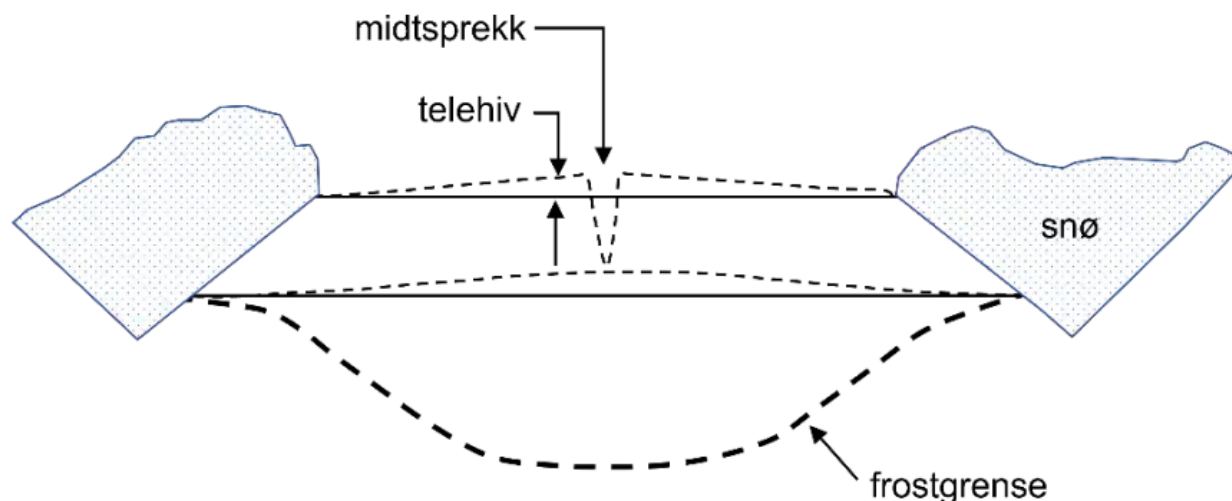
Det understrekes at man i praksis som oftest vil foreta frostdimensjonering ved hjelp av vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#) uten å gå vegen om beregningene skissert her. Metoden beskrevet her i veiledningen vil kunne benyttes dersom man har egne tekniske data man vil benytte, og vil også kunne være nyttig dersom man f.eks. har en vegoverbygning som avviker vesentlig fra det som er lagt til grunn for frostdimensjoneringen i vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#).

14.5 Frostsikring av veg

14.5.1 Behov for frostsikring

Det er nevnt i [kapittel 14.2](#) at telehiv skaper ujevn veg og problemer med bæreevne i teleløsningen. Telehiving vil også kunne føre til sprekkdannelse i vegens lengderetning. For å unngå dette er det behov for å frostsikre vegen. Armering av asfalt med stålarmring har noen ganger vært benyttet for å fordele rissene og hindre eller redusere skader.

Brøytekanter fører ofte til telesprekker i vegdekket. Da snøen isolerer på sidene, vil frostdybden ofte bli størst midt i vegen. Telehivingen blir derfor også normalt størst i midten av vegen, se [figur 14.5.1–1](#).



Figur 14.5.1–1 — Sprekkdannelse i veg som følge av telehiv

Det vises til vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#) for mer detaljer rundt behov og krav til frostsikring for ulike tilfeller. Kapittelet inneholder også betegnelser på materialer som benyttes til frostsikring. Vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#) sier hvilke materialkrav vi har til materialer som benyttes til frostsikring og frostisolasjon.

14.5.2 Steinmaterialer til frostsikring

Ved bruk av steinmaterialer er det vanninnholdet som reelt sett er den viktigste parameteren for frostnedtrengningen – jo høyere vanninnhold, jo mindre frostdybde. Varmeledningsevnen til is er i samme størrelsesorden som den til steinmaterialene, så endringen i varmeledningsevne ved frysing har

ikke så mye å si for frostdybden, mens frysevarmen som frigis når vanninnholdet fryser vil bremse frostnedtrengningen vesentlig.

Det er viktig at frostsikringsmaterialet er homogent. Har vi partier med mye grove partikler vil vanninnholdet her være lavt og ville øke frysedybden. Partier med mye finstoff vil ha et høyere vanninnhold som gir mindre frysedybde. Inhomogene frostsikringslag vil kunne gi ujevnheter på overflaten.

Vegnormal [N200:2024, 3.2.2 \[1\]](#) angir total overbygningstykkelser ved bruk av ulike materialer. Med «litt telefarlig materiale» vil det være de to øverste kurvene i denne figuren som benyttes.

Vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#) angir materialkravene for frostsikringslag av stein, grus og sand – disse vil kunne være i telefarlighetsklasse T2. For grove materialer vil det kunne være vanskelig å avgjøre om det er en *reell* telefare i henhold til telefarlighetsklassifiseringen. Telefarlighet regnes for materiale < 22,4 mm, og andelen av denne fraksjonen i grove materialer vil kunne være liten. Samtidig vil det kunne være finstoff som kleber til større korn (> 22,4 mm), så andelen materiale < 0,020 mm regnet av materiale < 22,4 mm vil fort kunne bli høy selv for grove materialer. I slike tilfeller vil det være til hjelp å se på andelen materiale < 0,020 mm eller < 0,063 mm regnet av *hele* prøven i stedet for kun av materiale < 22,4 mm. Til overslagsberegning vil det kunne regnes at 60 % av materialet mindre enn 0,063 mm også er mindre enn 0,020 mm.

For grove steinmaterialer brukt i frostsikringslag, vil en klassifisering som T2-materiale som oftest ikke innebære en reell telefare slik som for mer finkornige underbygningsmaterialer. Unntaket er når porene i hele eller deler av laget er fylt med finstoff, f.eks. pga. separasjon eller nedknusing under transport og innbygging. Telefarlighetsklassifiseringen benyttes gjennomgående for alle ubundne materialer i vegoverbygningen, og hensikten med å tillate T2-materialer i frostsikringslaget er å sikre en viss andel finstoff som vil kunne holde på vann og som dermed vil bremse frostnedtrengningen.

Det er likevel grunn til å minne om faren for konveksjon i grove materialer, noe som vil føre til hurtig frostnedtrengning. Konveksjonen oppstår når $d_{10} > 10$ mm, og øker med økende d_{10} . Konveksjonen kan bidra like mye eller mer til frostnedtrengning som ren varmeledning, og vil føre til økt telehiv fra ev. telefarlige lag som ligger under de grovere materialene dersom frosten trenger ned dit.

Vegnormal [N200:2024, 4.6 \[1\]](#), stiller krav til finstoffinnholdet, men angir ikke noen direkte link mellom finstoffinnhold og vanninnhold. Derfor baseres det noe på skjønn hvilken av kurvene i vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#) som benyttes når man har et materiale man tenker å bruke til frostsikringslag. Det kan være noe støtte i å måle naturlig, varig vanninnhold (som ikke drenerer ut under 100 % relativ luftfuktighet) for andelen materiale f.eks. under 22,4 mm, og så regne om til vanninnhold for hele prøven. Det antas da at de grovere fraksjonene, f.eks. over 22,4 mm, ikke kan holde på noe vann – under forutsetning av at det er lite finstoffholdig belegg på det grovere materialet.

Der det frostsikres med steinmaterialer, er det krav om minimumstykkelser, ut fra anleggstekniske forhold, jf. vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#). Disse minimumstykkelsene kan reduseres gjennom særlige anleggstekniske tiltak dersom frostdimensjoneringen er ivarettatt. [N200:2024, Tabell 3.2.2–2 \[1\]](#) er laget hovedsakelig ut fra å sikre bæreevnen til anleggsmaskinene i anleggsperioden. Dersom man sikrer bæreevnen med andre tiltak, f.eks. ved å benytte lettere anleggsmaskiner, vil minimumstykkelsene kunne reduseres.

14.5.3 Bruk av isolasjonsmaterialer

For isolasjonsmaterialer er det den lave varmeledningsevnen som bidrar til å hindre frostnedtrengning jf. [Formel \(14.4.3–1\)](#). Har isolasjonsmaterialene et forhøyet vanninnhold, vil vannet bidra til å øke varmeledningen og dermed mister de store deler av sin isolasjonsevne. De materialene som benyttes mest til isolasjon er lettklinker, skumglass og ekstrudert polystyren (XPS). Lettklinker og skumglass i sine tiltenkte korngaderinger vil ikke kunne holde på så mye vann, men bildet vil kunne endre seg om de blir nedknust. Da vil i så fall både tap av porestruktur i det enkelte korn og økt vanninnhold gjøre at de kan miste deler av sin isolerende evne. XPS har en lukket celledstruktur og vil bare suge opp mindre mengder vann (1–2 %). Ekspandert polystyren (EPS), derimot vil kunne suge opp mer vann (opp mot 5 %) og anbefales ikke benyttet til frostsikring. For XPS, lettklinker og skumglass er frostteknisk dimensjonering vist i vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#).

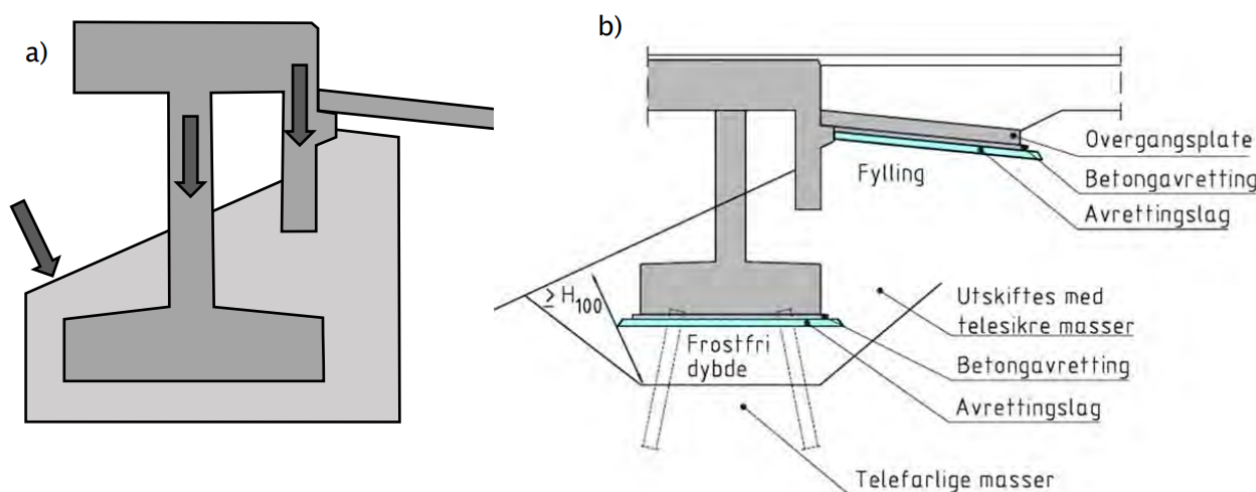
Ved bruk av XPS skal det iht. vegnormal [N200:2024, Krav 3.2.4—2 1](#) alltid være et nedre frostsikringslag av minimum 30 cm tykkelse, mens et slikt lag er valgfritt når man benytter lettklinker eller skumglass. Materialkravene i vegnormal [N200:2024 \[1\]](#) benyttes også for materialer til det nedre frostsikringslaget, men det anbefales å ikke ha for stor øvre kornstørrelse. Vegnormal [N200:2024, 3.2 \[1\]](#) angir at laget skal bestå av sand, grus, knust berg eller resirkulerte steinmaterialer. Hensikten til laget er å skape et varmemagasin slik at det ved gjennomfrysing frigjøres en del frysevarme som sammen med overliggende isolasjon vil bremse videre frostnedtrengning. For å realisere dette, vil et velgradert materiale uten for stor steinstørrelse være egnet, og dermed kunne holde på en del vann uten å være veldig telefarlig, dvs. T2-materialer vil i utgangspunktet kunne benyttes. T2-materialer som grenser til T3-materialer vil kunne være vannømfintlige, og være vanskeligere å benytte uten spesielle tiltak.

14.5.4 Utjevning av telehiv

Der det ventes ujevne telehiv, f.eks. ved overgang fra bergskjæring til jordterreng, ved stikkrenner og ved konstruksjoner, foretas det utkiling. Dette er beskrevet i vegnormal [N200:2024, 3.2.5 \[1\]](#). For frostsikring av drenssystemer vises til i vegnormal [N200:2024, 2.8 \[1\]](#).

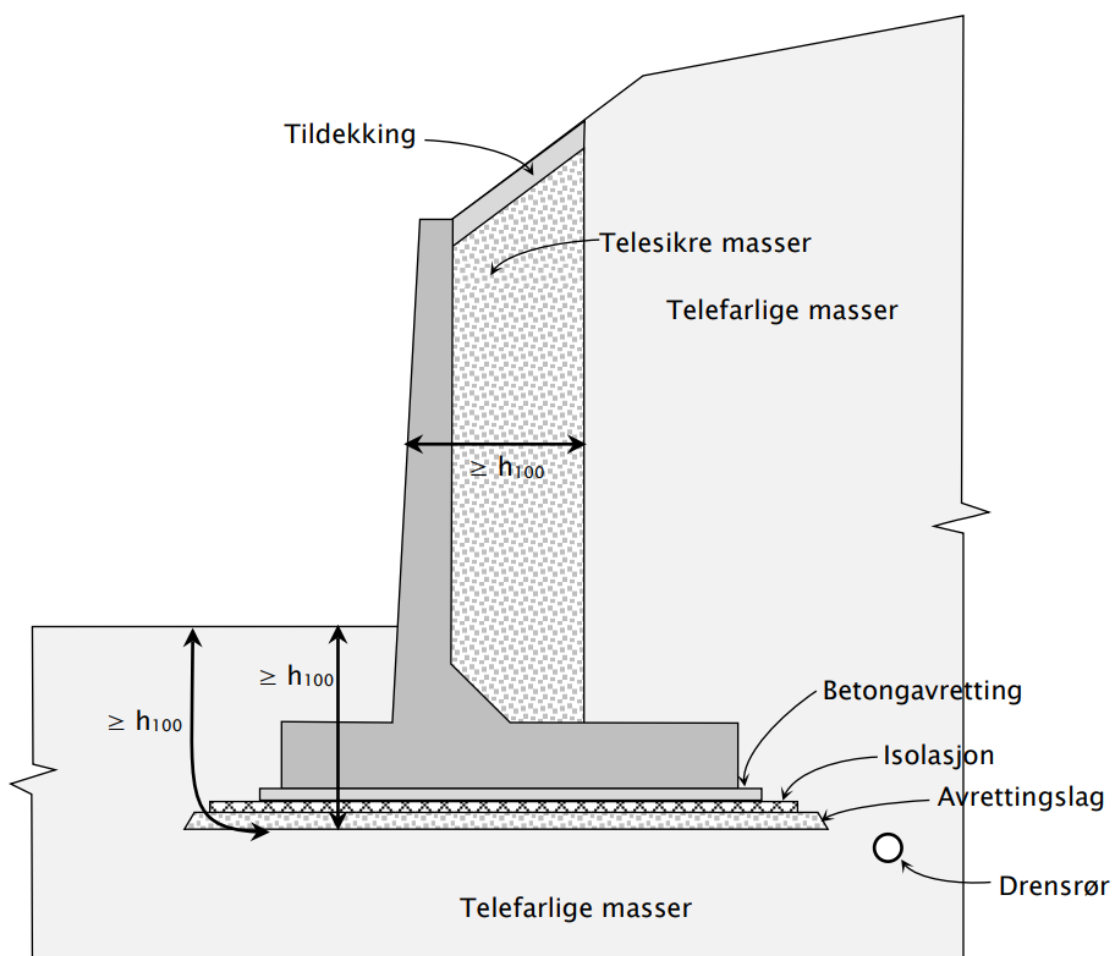
14.6 Frostsikring av konstruksjoner

For konstruksjoner tar man hensyn til at frosten ikke alltid trenger vertikalt ned, men tar korteste veg fra friluft og inn i konstruksjonen. For et tildekket betongfundament i en jordskråning, tar man hensyn til hvor frosten faktisk trenger inn – kanskje er det langs betongsøyla ned til fundamentet, kanskje inn i omfyllingsmassene ned til minst overfylte del av fundamentet, se [figur 14.6—1](#). Metodikken beskrevet over, vil kunne benyttes for overslagsberegninger – men det finnes også beregningsprogrammer for termiske beregninger i 2D og 3D. Vegnormal [N400:2025, Krav 7.1.2—1 \[9\]](#) angir at det skal dimensjoneres for en frostmengde som minst tilsvarer 100 års returperiode.



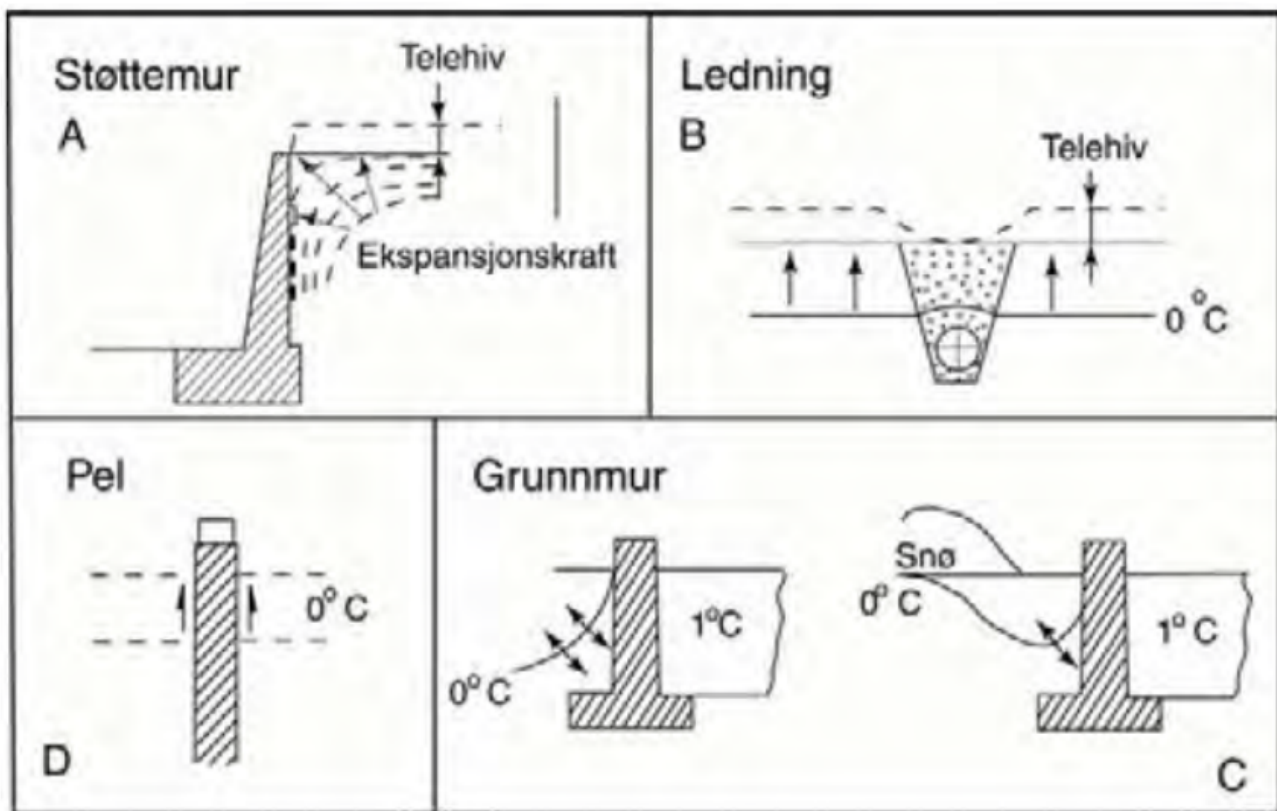
Figur 14.6—1 — a) Hvordan frosten kan tenkes å trenge inn i et brufundament. b) Detaljer ved frostsikring av brufundament. h_{100} er frostinntrengningsavstand med 100 års returperiode

For støttekonstruksjoner (murer, spunt o.a.) vil frosten trenge inn i front og i overkant. Det er derfor viktig at det benyttes telesikre masser i tilbakefylling bak landkar og murer, ev. at det benyttes isolasjonsmaterialer. Ved bruk av isolasjonsplater for konstruksjoner med store overførte fundamenttrykk er det viktig å sikre at isolasjonsplatene har tilstrekkelig langtids trykkstyrke når de er påkjent av permanent last (for XPS 0,35 av korttids trykkstyrke). Isolasjonen føres også noe utenfor fundamentet slik at ikke frosten går inn under fundamentet. [Figur 14.6—2](#) viser frostsikring av en støttemur med isolasjonsplater.



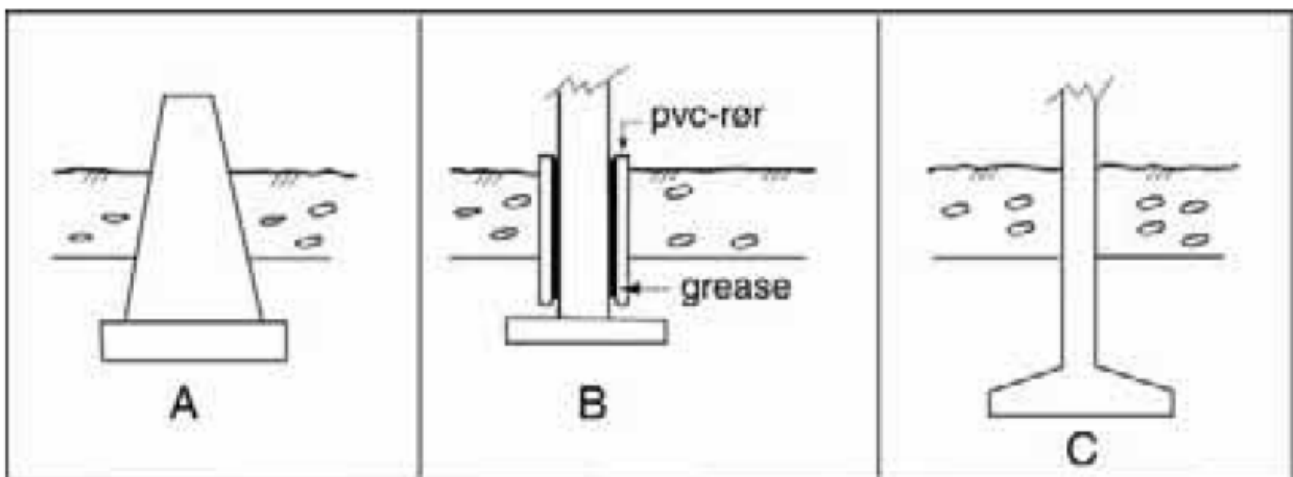
Figur 14.6—2 — Frostsikring av fundament til støttemur med isolasjonsplater. h_{100} er frostinntrengnings-avstand med 100 års returperiode

Flere eksempler på hvordan frost og teletrykk virker inn på konstruksjoner og rør er vist i [figur 14.6—3](#).



Figur 14.6—3 — Telehiv og telekrefter på ulike konstruksjoner

For å unngå sidegrep fra tele kan man gi fundamenter en konisk utforming, redusere friksjonen med smøremiddel (fett(grease) eller i form av «rullelager» (singel, løs lettklinker)) eller forankring slik som vist i [figur 14.6—4](#) under. I praksis vil tilbakefylte masser rundt fundamenter ofte være masser som ikke ikke er teleskytende, og som derfor vil utøve et svakere sidegrep fra tele.



Figur 14.6—4 — Tiltak mot sidegrep fra telen ved hjelp av konisk utforming (A), redusert friksjon (B) eller forankring (C)

Grunne peler sjekkes om de er lange nok til at jordforankringen er stor nok til å motvirke ev. sidegrep og oppløft fra tele.

14.7 Symbolliste

Tabell 14.7—1

Symbol	Forklaring
C	Spesifikk varmekapasitet
C_s	Spesifikk varmekapasitet kornskjelett
C_w	Spesifikk varmekapasitet vann
F	Frostmengde
F_d	Dimensjonerende frostmengde
k	Antall ganger
l_n	Spesifikk frysevarme vann
λ_ϕ	Varmeledningsevne
P	Sannsynlighet
Q_n	Varmebidrag
R_{fi}	Varmestrømsmotstand
ρ	Densitet
ρ_d	Tørrdensitet
T1-T4	Telefarlighetsklasser
T_m	Årsmiddeltemperatur
ΔT	Temperaturrendring fra årsmiddeltemperatur
$\theta_{m,i}$	Døgnmiddeltemperatur
w	Vanninnhold Vektandel vann
z_l	Tykkelse av enkelt lag

15 Vann i jord

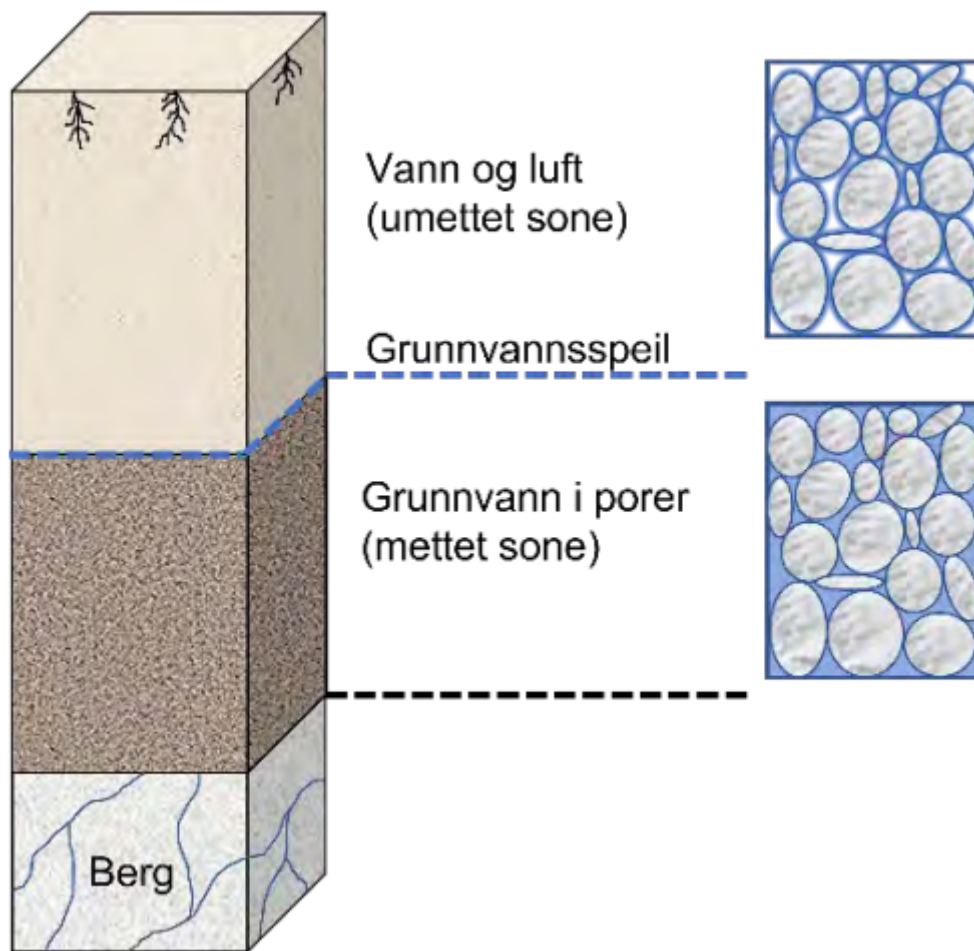
15.1 Innledning

All jord i naturen inneholder vann, enten som en egen fase eller bundet til jorda i varierende grad. Tilstedeværelsen av vann endrer egenskapene til jorda. Når vann transporteres gjennom løsmasser og langs bergsprekker foregår det en kjemisk reaksjon mellom vann og massene rundt. I dette kapitlet presenteres litt grunnleggende teori og praktiske problemstillinger som er aktuelle når man jobber over og under grunnvannsstanden. Formler for overflatestrømning og dimensjonering av stikkrenner og kulverter er gitt i veiledning [N-V240:2023 \[57\]](#), plastring av elveløp er gitt i V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [\[47\]](#). Kapitlet fokuserer mest på grunnvann i løsmasser.

15.2 Egenskaper til vann og grunnvannsstrømning

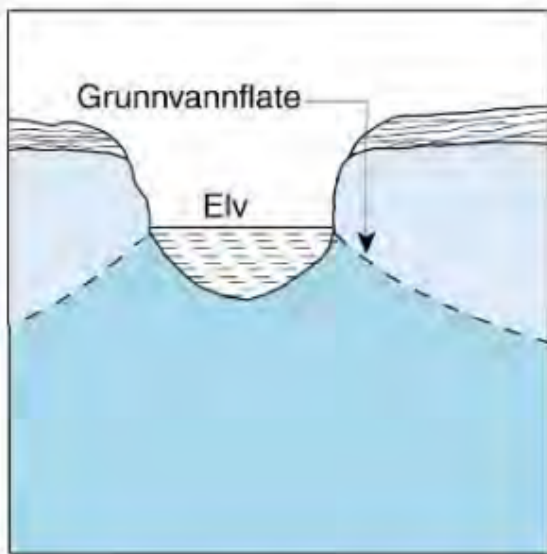
15.2.1 Grunnvann og porøsitet

Vannet som fyller porene i løsmasser og sprekker i berggrunnen kalles grunnvann. Grunnvannets overflate kalles grunnvannsspeilet, grunnvannsnivå eller grunnvannsstand og defineres som den flaten der grunnvannstrykket er lik atmosfæretrykket. I berg vil ikke grunnvannsspeilet være en sammenhengende flate, siden vannet stort sett befinner seg i sprekker og hulrom. Området over grunnvannstanden kalles umettet sone eller markvannsonen, her er porevolumet fylt med både vann og luft, se [figur 15.2.1—1](#).

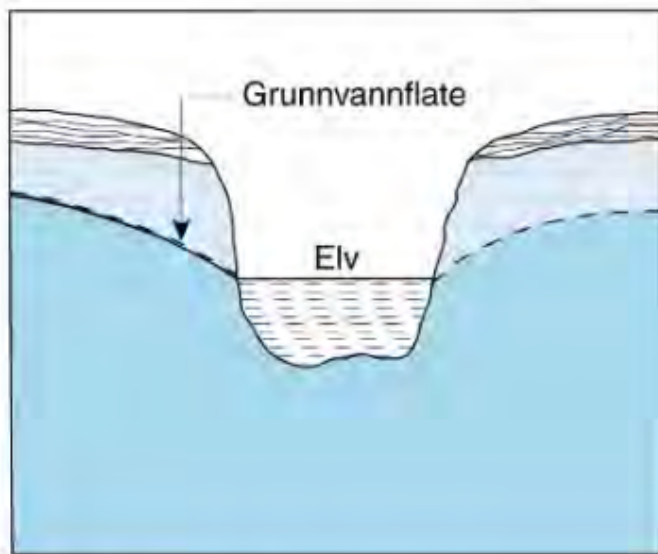


Figur 15.2.1—1 — Vann i løsmasser og berg. Modifisert etter S. Skjeseth [259]

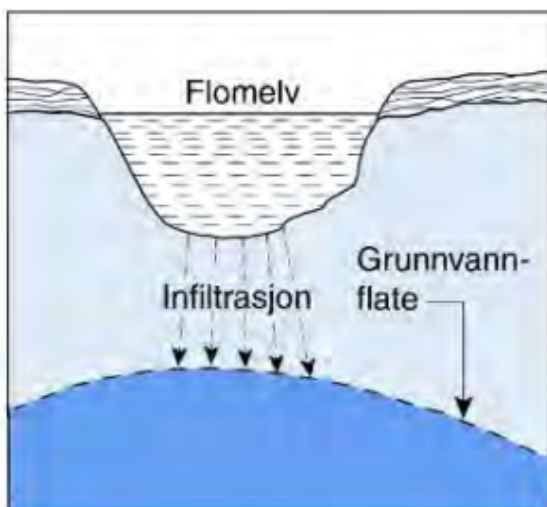
[Figur 15.2.1—2](#) viser eksempler på grunnvannets avhengighet av jordarter og vanntilførsel. Vanligvis vil grunnvannet ligge høyere og mate elva, men i tørre perioder med lav nedbør vil grunnvannstanden kunne synke under vannstanden i elva. I slike tilfeller vil elva etter hvert tørke helt ut. I tilfeller der det er finkornige sedimenter (silt og leire) i bunnen av en elv vil vannstrømmen mellom grunnvann og elv være begrenset (som vist i [figur 15.2.1—2 d](#))). I forbindelse med tunneler under denne type elver kan innlekkasje i tunnelen føre til setninger.



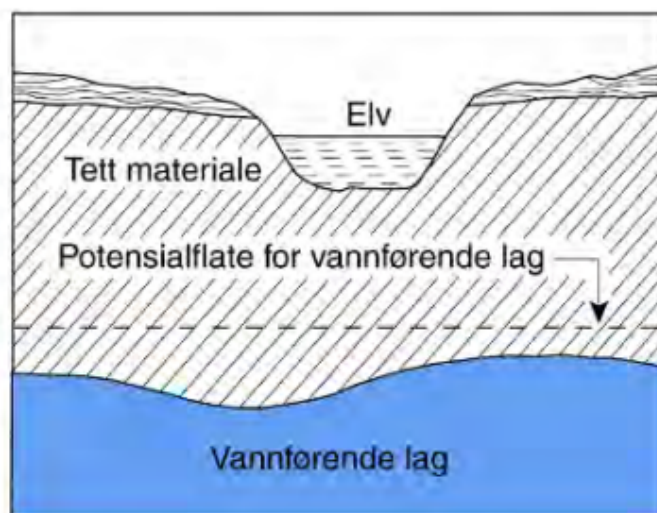
a) Elv avgir vann til grunnen



b) Elv mottar vann fra grunnen



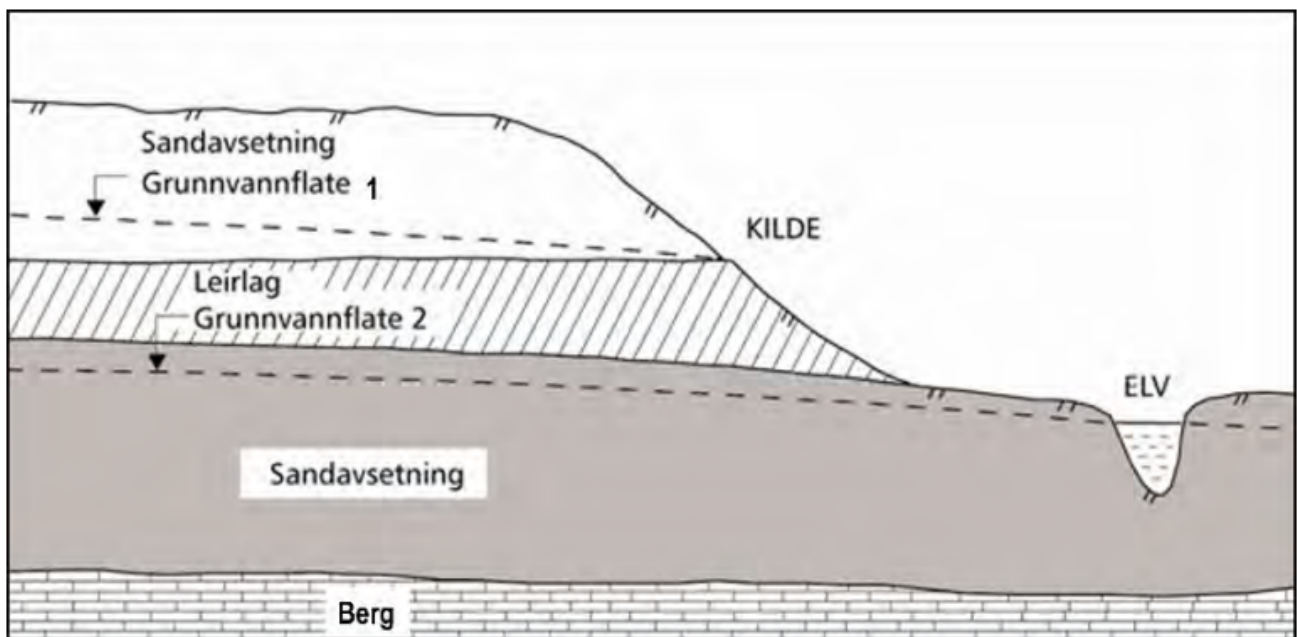
c) Elv som bare renner i flomtid infiltrerer grunnen



d) Elv er isolert fra vannførende lag

Figur 15.2.1–2 — Eksempler på forhold mellom grunnvannsflaten og vannstanden i en elv

Der det er lagdelt grunn med vekslende lag av åpne porøse masser som sand eller grus og mindre permeable masser som leire og silt vil det kunne oppstå flere grunnvannsnivåer som illustrert i [figur 15.2.1–3](#). Den øvre grunnvannsflaten kalles vanligvis for et hengende grunnvannsspeil. En slik situasjon med flere grunnvannsflater er veldig vanlig etter en nedbørsperiode i tette masser. Vannet som blir liggende på overflaten og i de øvre jordlagene er da ikke i direkte kontakt med dypereliggende grunnvann.



Figur 15.2.1—3 — Eksempler på adskilte grunnvannsnivåer i løsmasser

Vann i berg er illustrert i [figur 15.2.1—4](#). I bildet til venstre viser gangbergarten *mænaitt* over et smalere lag av *alunskifer*. Mænaitten fremstår som nokså tørr sammenliknet med alunskiferen som er vesentlig mer vannførende. Den brune rustutfellingen indikerer at grunnvannet som kommer ut er oksygenfattig og inneholder høye konsentrasjoner av løst jern fra berggrunnen. I møte med oksygen felles jernet ut. Bildet til høyre viser vannføring på sprekker i en granitt ved E18 sør for Drammen. Granitt er en typisk tørr bergart, men kan ha en høy sekundær permeabilitet, dvs. mange sprekker.



Figur 15.2.1—4 — Eksempler på vann i berg (Foto: Elisabeth Gundersen og Terje Kirkeby, Statens vegvesen)

Porøsitet eller porevolum (n) er en sentral størrelse i geoteknikk og hydrogeologi. Porøsitet er gitt som forholdet mellom porevolum og totalt jordvolum og blir vanligvis oppgitt i prosent. Porøsiteten til ulike jordarter vil variere og avhenger gjerne av avsetningsforhold og dybde eller overlagingstrykk. Porøsiteten til en jordprøve kan beregnes hvis man kjenner prøvens vanninnhold og tyngdetetthet, dette er beskrevet i [kapittel 3](#). Noen svært generelle porøsitetsverdier er gitt i [tabell 15.2.1—1](#).

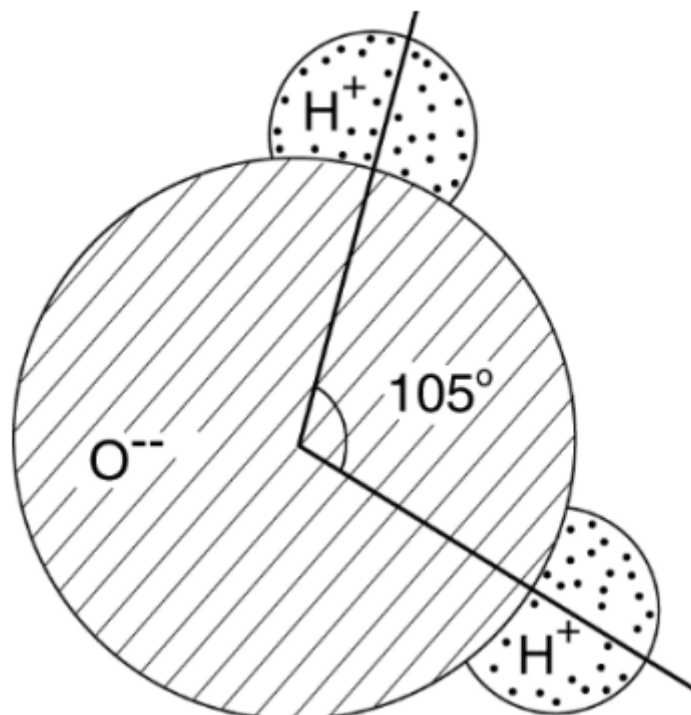
Tabell 15.2.1—1 — Noen generelle verdier for porøsitet

Jordart	Porøsitet (%)
Grus	25 - 40
Sand	25 - 50
Silt	35 - 50
Leire	40 - 70
Blanding av sand og grus	20 - 35
Morene (blanding med små og store korn)	10 - 30

Det viktigste man kan trekke ut av [tabell 15.2.1—1](#) er at det er en stor variasjon i porøsitet og at en blandingsjord med små og store korn kan gi de laveste verdiene.

15.2.2 Elektrisk ladning, fritt og bundet vann

Vann er en kjemisk forbindelse og et polart molekyl som består av to hydrogenatomer og ett oksygenatom. [Figur 15.2.2—1](#) viser at de to hydrogenatomene er plassert på samme side slik at molekylet får en positiv og en negativ pol. Vannmolekylene vil derfor tiltrekkes av hverandre, og kan danne hydrogenbindinger. Dette er årsaken til de spesielle egenskapene vannet har.

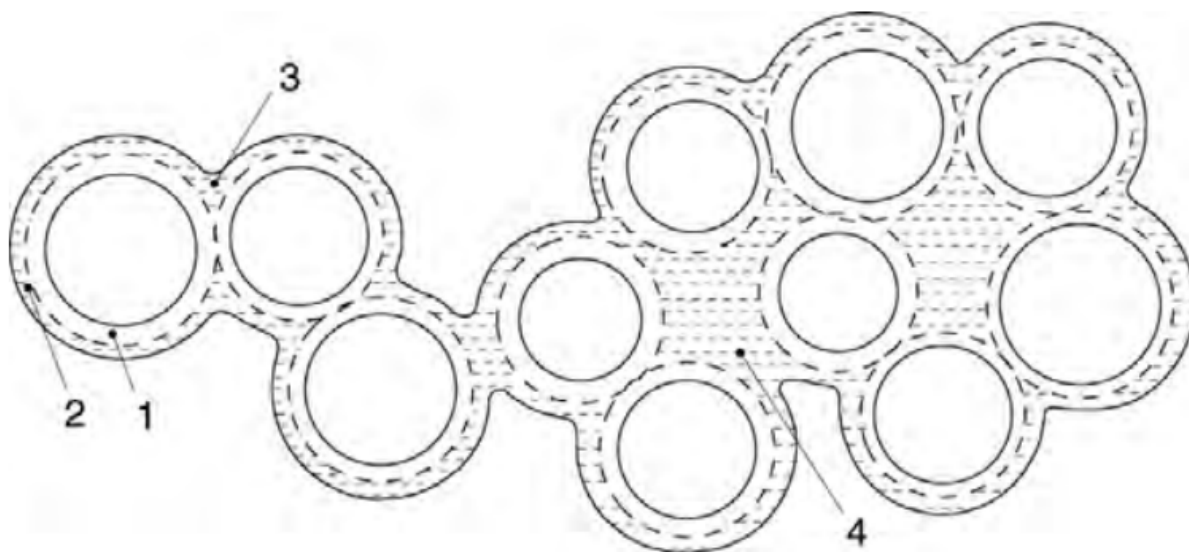


Figur 15.2.2—1 — Vannmolekylet

Siden det trengs mye energi for å bryte disse bindingene mellom molekulene har vann et høyt kokepunkt. Hydrogenbindingene gir også vann høy varmekapasitet, noe som innebærer at det trengs mye energi for å varme opp vann. De sterke hydrogenbindingene gir vann en høy overflatespenning som bidrar til at vann holder seg samlet i dråper på en overflate som ikke er blandbar med vann. Denne evnen er også viktig når plantene frakter vann gjennom stengelen og for kapillærkreftene i en leire.

I jord kan vann forekomme både som en egen fri fase og som bundet til mineralene eller saltene i jorda. Mest bundet er det man betegner som "krystallinsk" vann og "kjemisk bundet" vann. Dette fremtrer som en del av mineralet/saltet, og vil bare skilles fra det ved sterk oppvarming eller tilsetning av midler som "stjeler" vannet over til seg. Bindingene mellom jordpartikler og vann-molekyler vil kunne lede strøm og dermed fungere som elektriske strømveier. Dette prinsippet benyttes i elektroosmose, der man påfører

en likestrøm mellom to armeringsjern som er satt ned i jorda. Vannmolekylene vil da vandre i det absorberte vannlaget mot den negative polen og dermed redusere vanninnholdet i jorda.



Figur 15.2.2—2 — Film av bundet vann der (1) er sterkt bundet vann, (2) lett bundet vann, (3) interstitielt vann og (4) finkapillært vann

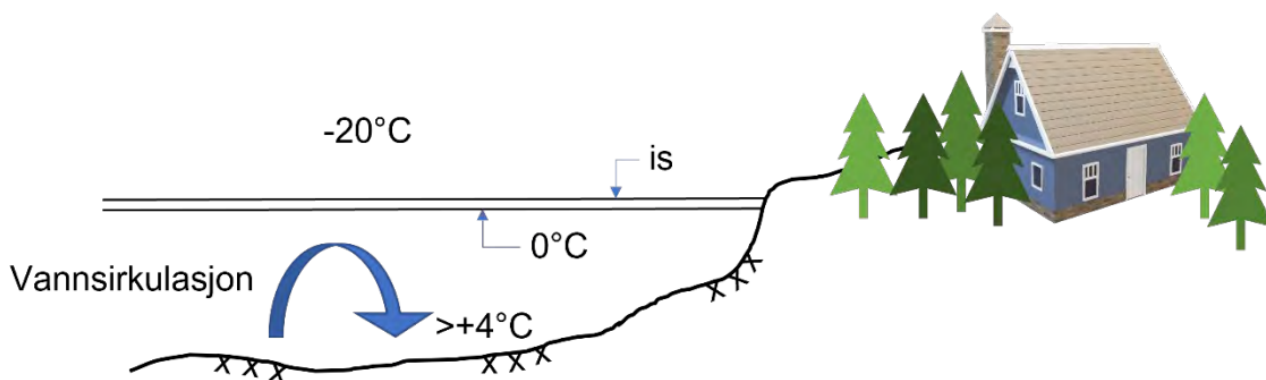
[Figur 15.2.2—2](#) viser hvordan partikler bindes sammen med vannfilmer. Når filmene av sterkt bundet vann kommer i kontakt med hverandre vil det øke strekk- og skjærfastheten til massene som f.eks. i en tørrskorpe. Tørrskorpe dannes ved uttørking der vannfilmene svinner og trekker partiklene sammen. Ved langvarig oppfukning kommer kapillært- og fritt vann inn i porene og dermed svekkes skjærfastheten igjen. Jo grovere jordpartiklene er, jo mindre blir bindingene til vannet. I grov silt og grovere masser, er det stort sett bare kapillærkrefter til stede.

15.2.3 Temperaturegenskaper

Hydrogenbindingene gir også vann spesielle egenskaper når det fryser. I likhet med de fleste andre materialer blir vannets tetthet større ved lavere temperatur. Når vann blir kjølt ned til nær frysepunktet vil vannmolekylene flytte på seg for å minimalisere sin energi. Men hydrogenbindingene fører til at det dannes en struktur med lavere tetthet.

Flytende vann har sin høyeste tetthet ved 3,98 °C. Når vanntemperaturen synker ned mot 3,98 °C vil det stadig tyngre vannet synke til bunns, mens lettere og kaldere vann vil stige til overflaten. Dette kalles for konveksjonsstrømmer og vil føre til at hele vannvolumet avkjøles. Når overflaten kjøles under 3,98 °C blir den imidlertid lettere, konveksjonsstrømmene opphører, og overflaten fryser til is som danner en isolerende hinne som kan hindre videre nedkjøling og bunnfrysing. Dermed kan fisk og andre organismer leve videre i vannet som holder ca. 4 °C på bunnen, se [figur 15.2.3—1](#). Grunt vann vil likevel bunnfryse ved sterk kulde. En annen konsekvens av at vann utvider seg når det fryser er at is smelter hvis det utsettes for tilstrekkelig høyt trykk.

Tetthetsforskjellen mellom vann og is er også årsaken til at isfjell flyter med 12 prosent av isfjellet synlig. Volumutvidelsen når vann fryser til is er 9 prosent. Hvis det ikke finnes tilgjengelig volum kan denne utvidelsen føre til «frost-sprenging», for eksempel i vannfylte bergsprekker.



Figur 15.2.3—1 — Vannsirkulasjon hindrer bunnfrysing

15.2.4 Vannkjemi og litt biologi

Rent vann er ved romtemperatur en klar, gjennomsiktig væske uten lukt og smak. I grunnvannet er det oppløste ioner fra mineraler og salter som vannet har vært i kontakt med. Overflatevann inneholder ofte sopp og ulike bakterier. Et mål på vannets renhetsgrad er ledningsevnen. Denne avtar med vannets renhet. Fullstendig rent vann har ved romtemperatur en konduktivitet på 10^{-6} S/m. Det minste spor av salter eller karbondioksid fra luften øker vannets ledningsevne betraktelig.

En vannprøve der man ser på egenskaper som pH, alkalitet, konduktivitet, ulike ioner, kimtall og andre bakterier vil kunne gi en indikasjon på om vannet er overflatenært eller kommer fra dypereliggende lag. Generelt er det lite kim og bakterier i grunnvann mens disse forekommer ofte i overflatevann. Grunnvannskjemien er påvirket av de massene grunnvannet har gått gjennom og har derfor vanligvis en høyere konsentrasjon av oppløste ioner enn overflatevann.

En vanlig problemstilling er forurensning eller endring av vanntilførsel til private drikkevannsbrønner i forbindelse med anleggsarbeid eller vegsalting. Hvordan man går frem i slike saker er beskrevet i [kapittel 15.8.2](#) og i SVV rapport nr. 2611 [\[260\]](#). Metodene beskrevet her er også nyttige for andre brønnproblemer enn saltforurensning.

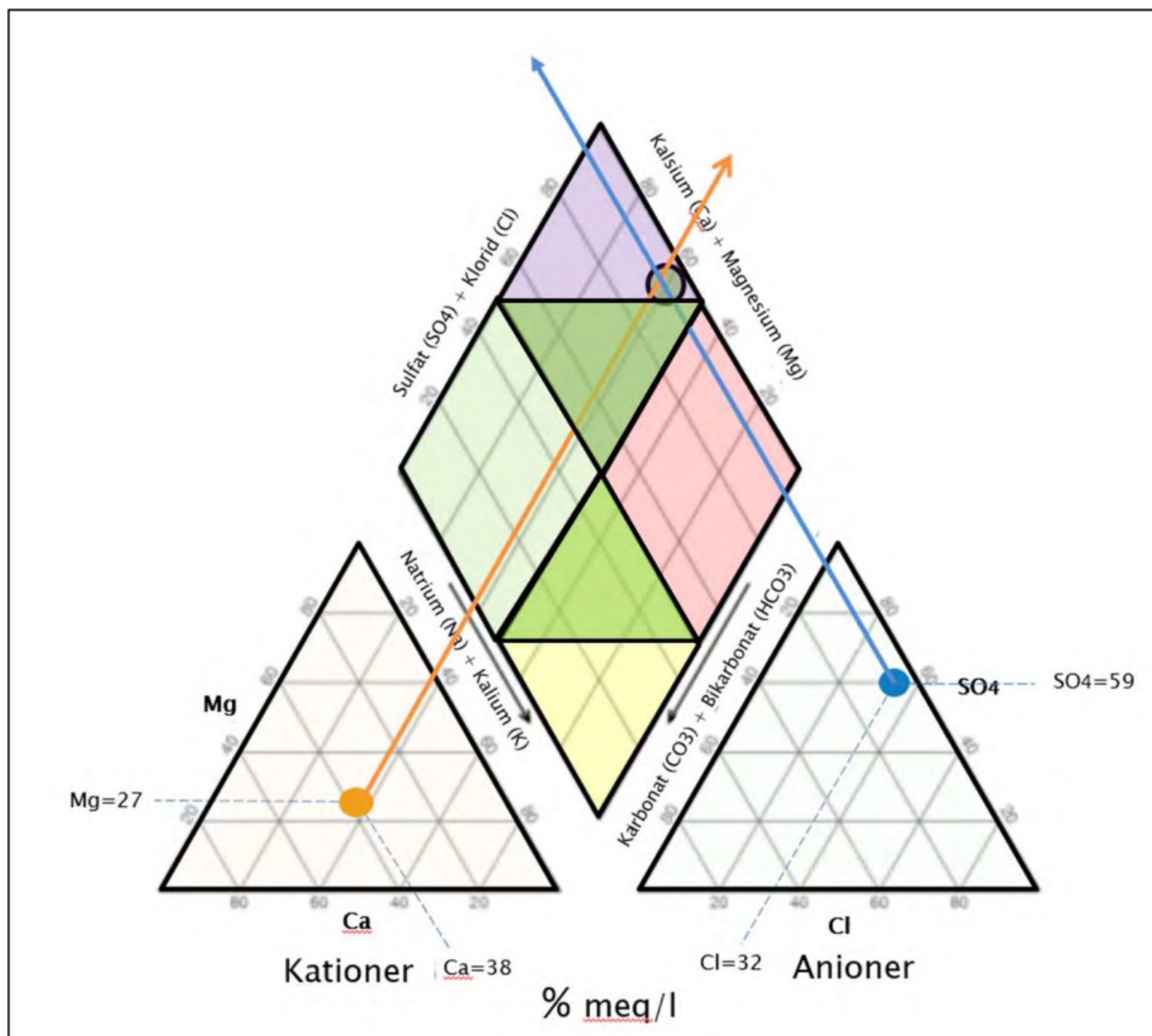
15.2.4.1 Piperdiagram

Et Piperdiagram er en grafisk presentasjon av vannkjemien til en vannprøve. Ved hjelp av diagrammet får man et bilde av ionesammensetning og konsentrasjon, noe som er nyttig for å vurdere vannets opprinnelse. Metoden forutsetter at kationer (positivt ladet ion) og anioner (negativt ladet ion) i vannprøven er i kjemisk likevekt.

I Piperdiagrammet skilles de dominerende kationene og anionene i to trekantplot, se [figur 15.2.4.1—1](#). Trekanten nederst til venstre representerer anionene (Mg, Ca, Na og K), mens trekanten nederst til høyre representerer kationene (Cl, SO₄, CO₃ og HCO₃). Resultatet fra de to trekantplotene brukes deretter til å bestemme plasseringer av vannet innenfor et diamantplot. Plasseringen på diamantplottet sier noe om vannets kjemiske «fase», og er en god måte å sammenligne kjemien til ulike vannprøver, se [figur 15.2.4.1—1](#). Hver verdi er normalisert til 100, slik at summene av kationer og av anioner = 100. De relative konsentrasjonene er derfor gitt som en prosentandel.

Diamantplottet i [figur 15.2.4.1—1](#) har ulike farger. Den øverste lilla trekanten indikerer vann som er dominert av kalsium og klorid ioner. Lys grønn diamant til venstre er vann dominert av magnesium og bikarbonat, noe som kan indikere overflatenært ferskt grunnvann. Rosa diamant til høyre er vann dominert av natrium og klorid ioner. Vann med høyt saltinnhold er ofte grunnvann som har vært i kontakt med marint avsatt sedimenter eller vann som er påvirket av vegsalt. Den gule trekanten i bunnen av diagrammet er vann som er dominert av natrium og bikarbonat noe som er vanlig for dypereliggende grunnvann. De to grønne trekantene midt i diamantplottet indikerer «blandings» vann som er en miks av alle ionene.

Ferskvann med høyt innhold av kationene kalsium (Ca^{2+}), magnesium (Mg^{2+}) og noen ganger jern (Fe^{2+}) kalles gjerne for «hardt vann» og forekommer i en berggrunn som forvitrer lett (typisk kalkstein). Det motsatte er "bløtt vann" som finnes i granitt, i silikatrik berggrunn og har lav saltholdighet og lav alkalitet. Hardt vann inneholder også bikarbonat (HCO_3^-). Når vannet kokes avgis karbondioksid og vannet blir mer basisk. Kalsium kan da felles ut som tungt løselig kalsiumkarbonat.



Figur 15.2.4.1—1 — Piper diagram

15.3 Grunnvannsstrømning

Vann transporteres på mange ulike måter. Overflatevann renner i bekker og grøfter, i rør og langs bakken. Under terrengoverflaten transporteres vannet i hulrom eller porer i jorda og langs bergsprekker. Ulike former for rørstrømning i fulle og delvis fulle rør er gitt i veiledning [N-V240:2023 \[57\]](#). Generelt beskrives grunnvannsstrømning ved et sett av partielle differensialligninger som løses numerisk med ulike programvarer.

Hensikten med dette kapittelet er å presentere noen sentrale begreper og gi en formel for strømnnett, slik at man har et grunnlag for å få en bedre forståelse av hva grunnvannsstrømning dreier seg om.

15.3.1 Laminær og turbulent strømning

Laminær kommer av det latinske ordet for sjikt eller lag. Laminær strømning kjennetegnes av at strømmingen har jevne og glatte partikkelbaner, som om den var delt inn lagvis. Strømmingen er helt uten virvler så det skjer liten blanding av væskepartikler på tvers av strømlinjene. Når vannhastigheter øker, blir strømmingen gradvis mer turbulent. I en turbulent strøm er fluidpartiklenes baner tilfeldige og uforutsigbare, for eksempel i bekker og elver der vannet går kast i kast, eller røyken fra et bål. Høy vannhastighet og turbulens vil kunne gi sterk erosjon i elver der hastigheten er størst for eksempel i ytterkanten av svinger. Meanderende elver viser hvordan vannet graver langs elvekanten og lager nye løp.

De formlene vi presenterer i dette kapittelet gjelder kun for laminær strømning av vann. Det tilsvarer en væske med lav viskositet og en strøm med lavt Reynoldstall.

Når hastigheten går over en viss kinetisk verdi går man over fra laminær til turbulent strøm, dermed mistes også noe av drivkraften til strømmen. Et mål på når man når denne overgangen er gitt av Reynoldstallet.

15.3.2 Reynoldstallet

Reynoldstall er den vanligste dimensjonsløse størrelsen innen fagfeltet fluidmekanikk og beskriver om fluidet (væske eller gass) strømmer laminært eller turbulent. Den kan også ses på som et dimensjonsløst mål på fluidets viskositet. Reynoldstallet er gitt som:

$$Re = \frac{\rho VL}{\mu} = \frac{VL}{\nu} \quad (15.3.2-1)$$

MERKNAD hvor

ρ = fluidets densitet, eller tetthet (kg/m^3). Vann har en tetthet på ca. 1000 kg/m^3

μ = dynamisk viskositet ($\text{Pa}\cdot\text{s}$), for vann er den ca. $1\cdot 10^{-3} \text{ kg}/(\text{m}\cdot\text{s})$ ved 20°C

ν = kinematisk viskositet (m^2/s), $\nu = \mu/\rho$

L = en typisk lengde, for et rør vil dette være diameteren til røret

V = væskens hastighet

For strømning i et rør vil endringen fra laminær til turbulent strømning inntreffe når Reynoldstallet, Re , nærmer seg 2300.

15.3.3 Viskositet

Reynoldstallet gir også et uttrykk for en væskes viskositet, som sier noe om hvor tyktflytende væsken er. Jo høyere viskositet jo mer tyktflytende er væsken. Vanligvis når en snakker om viskositet til en væske er det den *dynamiske* viskositeten (μ) med benevnning ($\text{Pa}\cdot\text{s}$) man refererer til. Dynamisk viskositet er væskens motstand mot å endre form, forårsaket av intern friksjon og intermolekylære krefter. Viskositeten avtar når temperaturen stiger. I tillegg til den dynamiske viskositeten har vi den *kinematiske* viskositeten (ν) som er dynamisk viskositet dividert med tettheten til fluidet. Denne måles i m^2/s .

En væske som inneholder en større andel av stoffer i fast tilstand, vil gi væsken en høyere masse noe som igjen vil føre til at væskens molekyler vil bevege seg langsommere ettersom de stadig støter mot de faste stoffene. En større andel av faste stoffer i en væske vil dermed gi høyere viskositet. Laminær strømning opptrer vanligvis ved lave hastigheter og/eller ved høy viskositet, mens turbulent strømning er vanlig ved høye hastigheter og/eller lav viskositet.

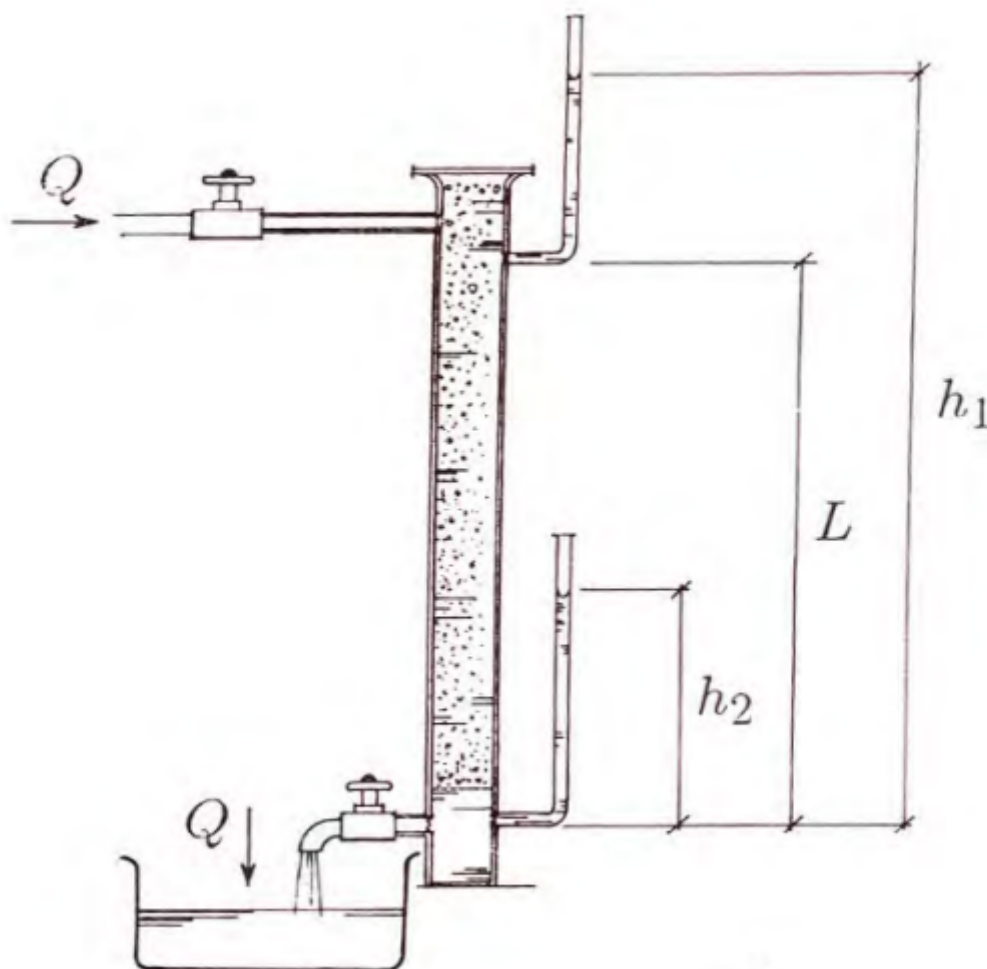
Ved å tilsette ulike mineraler til vann får vi en væske med høyere densitet og viskositet. I [kapittel 15.7.1](#) vil vi se på hvordan man vil kunne bruke disse egenskapene til å lage blandinger som brukes til tetting av borehull for å motvirke punktering og utvasking fra vannførende lag i bakken under trykk.

Den enkleste form for strømning får vi dersom hastighet, tetthet og trykk ikke endres over tid på noe sted. Dette kalles stasjonær strømning. Selv om vi sjelden møter tilfeller med helt stasjonær strømning vil det ofte være en god tilnærming dersom endringene av strømparameterne er små. Mannings formel som er utledet for friskeilstrømning i en åpen kanal er et eksempel på dette, formelen kan med noen enkle tilpasninger også brukes for å beregne volumstrøm og vannhastighet til et rør som ikke er fullt. Bernoullis ligning brukes når røret er fullt. Dette er nyttige formler for beregning av kapasitet til grøfter, kulverter, rør og stikkrenner. Dette stoffet er nå tatt ut av V220 og tatt inn i veiledning [N-V240:2023 \[57\]](#).

15.3.4 Darcys lov, permeabilitet og hydraulisk konduktivitet

Jordarter er porøse medier, dvs. de inneholder et stort antall små porer fylt med vann, luft eller andre væsker og gasser. Å gi en matematisk beskrivelse av strømning i hver enkelt pore er vanskelig og lite hensiktsmessig. I stedet benyttes midlede størrelser der noen av de effektene som skyldes kompleksiteten på mikronivået gjengis på et makroskopisk nivå. Et eksempel på dette er porøsiteten, se [kapittel 15.2.1](#). Porøsiteten er midlet over et stort antall porer.

Begrepet permeabilitet og proporsjonaliteten mellom trykkgradienten og strømning ble først etablert av Henry Darcy [\[261\]](#). Darcy målte hvordan vann strømmet gjennom ulike sorteringer av sand. Hastigheten han målte, ofte referert til som Darcy hastigheten eller fluksen er en midlet størrelse. På grunn av de små porediameterne er strømmingen så langsom at vi antar ingen akselerasjon. Prinsippet for Darcys målinger av laminær strømhastighet gjennom en sand er vist i [figur 15.3.4—1](#).



Figur 15.3.4—1 — Forenklet illustrasjon av Darcys oppsett

Vannet renner gjennom et rør med lengde L og tverrsnitt A fylt med en homogen sand. Darcy fant ut at vannstrømmen eller fluksen q med enhet (m/s) gjennom røret avhenger av høyde- forskjellen til vannsøylene, ofte referert til som trykkehøyde (Pa) h_1 og h_2 . Formelen er gitt som:

$$q = -\frac{k}{\mu} \left(\frac{h_1 - h_2}{L} - \rho g \right) = -\frac{k}{\mu} \left(\frac{h}{l} - \rho g \right) = -\frac{k}{\mu} (\nabla p - \rho g) \quad (15.3.4-1)$$

I [formel \(15.3.4-1\)](#) er ρ vannets tetthet (kg/m³), g tyngdens akselerasjon (m/s²), μ er dynamisk viskositet (Pa • s), ∇p er trykkgradienten (Pa/m) til vann og k er permeabiliteten (m²) til sanden i røret. I geotekniske problemstillinger er ofte den dominerende strømningsretningen horisontal. I slike tilfeller er det vanlig å droppe tyngdeleddet slik at formelen forenkles til:

$$q = -\frac{k}{\mu} \nabla p \quad (15.3.4-2)$$

Det negative fortegnet indikerer at fluksen er proporsjonal med trykkreduksjonen, dvs. vannet strømmer fra områder med høyt trykk til områder med lavt trykk. En mer vanlig form av Darcys formel er integralformen som gir volumstrømmen Q (m³/s). Denne er gitt som:

$$Q = \frac{kA}{\mu L} \nabla p \quad (15.3.4-3)$$

Her er ∇p trykkfallet (Pa). Dette gir også fortegnsendringen i formelen.

To sentrale størrelser som ofte brukes om hverandre er permeabilitet k (m²) og hydraulisk konduktivitet K (m/s). I formlene over inngår permeabiliteten, men Darcys lov kan også skrives på en form der den hydrauliske konduktiviteten inngår. Denne er gitt som:

$$Q = \frac{k \rho g}{\mu} \Delta h = \frac{kg}{v} \Delta h = K \Delta h = Ki \quad (15.3.4-4)$$

Her er v den kinematiske viskositeten, Δh høydeforskjellen, i noen formler er denne gitt med symbolet i og K den hydrauliske konduktiviteten (m/s). Til grunn for dette uttrykket er det brukt et statisk trykk, dvs. at $p = \rho gh$.

I pumpeforsøk som beskrives i [kapittel 15.8.4](#) ønsker man å måle den hydrauliske konduktiviteten. Det finnes også formler der hydraulisk konduktivitet beregnes fra kornstørrelser (se [kapittel 15.8.3](#)). I hydrologisk litteratur skiller man vanligvis mellom hydraulisk konduktivitet og permeabilitet, mens det er mer vanlig å kun bruke permeabilitet i geotekniske sammenhenger. Men, da er det vanligvis den hydrauliske konduktiviteten man refererer til. Hvis man er usikker så sjekk benevnningen til størrelsen det er snakk om. Sammenhengen mellom hydraulisk konduktivitet (K) og permeabilitet (k) er gitt som:

$$K = \frac{kg}{v} \quad (15.3.4-5)$$

En enkel huskeregel er at permeabilitet kun omhandler egenskapene til det porøse mediet, mens hydraulisk konduktivitet omhandler både viskositeten til fluidet og egenskapene til det porøse mediet.

15.3.5 En enkel formel for grunnvannsstrømning

Vanligvis er grunnvannsstrømning over et område såpass komplisert at man sjelden gjennomfører håndberegninger. Men, en enkel håndberegning kan gi en indikasjon på størrelsen til strømmingen. Formlene som trengs i en håndberegning er Darcys formel, og en formel for bevaring av masse. En rimelig antagelse er at vann er inkompressibelt. Dette fører til at bevaring av masse i et gitt punkt impliserer bevaring av volum, eller for vann i bevegelse bevaring av strømning. I tilfelle med stasjonær strømning resulterer dette i den kjente differensialligningen Laplaces ligning. I to dimensjoner (x og z retning) gir dette:

$$K_x \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + K_z \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0 \quad (15.3.5-1)$$

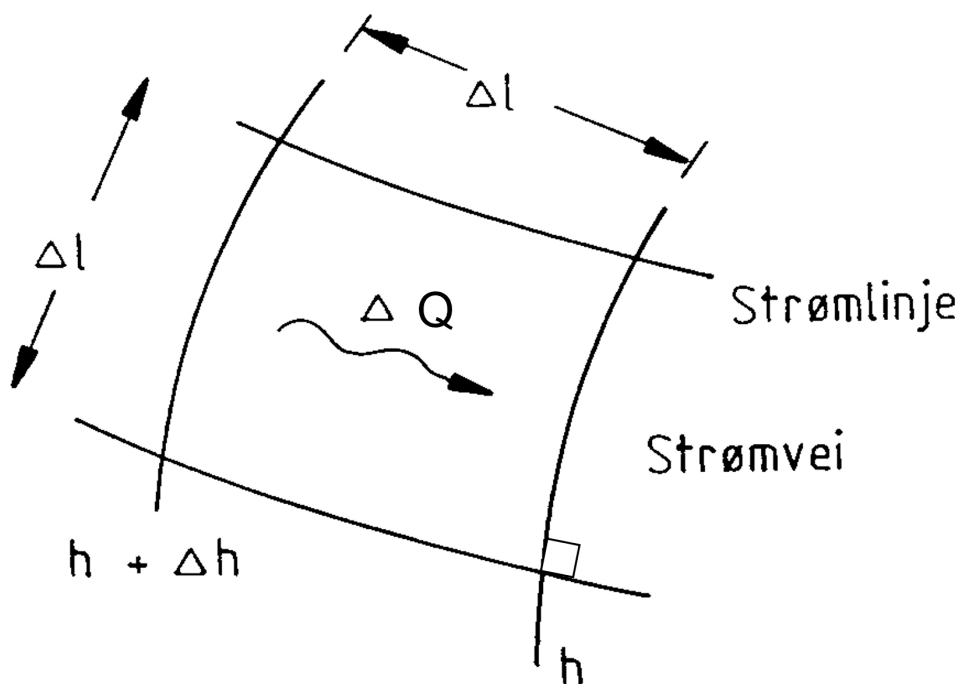
Her er h trykkehøyden eller stigehøyden mens K_x og K_z er hydraulisk konduktivitet i henholdsvis x - og z -retning. Hvis vi antar isotrope forhold, dvs. at $K_x = K_z$ og erstatter produktet Kh med et potensial, for

eksempel $\Phi = K H h$, der H er høyden på det vannførende laget vil løsningen av Laplaces ligning gi oss to sett med kurver: *strømlinjer* og *ekvipotensiallinjer*. I et lukket vannførende lag er høyden til det vannførende laget gitt av grensene mot andre mindre permeable lag over og under. Totalsonderinger, trykksonderinger e.l. kan antyde hvor det er sand- og leirlag. I tilfelle med et åpent vannførende lag vil H kunne bestemmes ved poretrykksmålinger.

Strømlinjene er de linjene vannet beveger seg langs med, se [figur 15.3.5—1](#). Hver vannpartikkel som renner gjennom jorda følger en strømlinje fra høyt til lavere potensial, og denne (fiktive) vannpartikkelen vil krysse ekvipotensialene i vinkler nær 90 grader.

Bevaring av masse gir at den totale mengden vann som beveger seg mellom to strømlinjer er konstant. Siden vannpartikkelen ikke krysser en strømlinje vil det ikke bli tilført eller tapt noe vann fra et område som er bundet mellom to strømlinjer. Ekvipotensiallinjene er linjer gjennom punkter med samme potensial. Ved å tegne ekvipotensiallinjer og strømlinjer over et område får vi det som kalles et strømningsnett. Nettet tegnes slik at strømlinjer og ekvipotensiallinjer krysser hverandre med vinkler tilnærmet 90 grader slik at de resulterende rutene blir tilnærmet kvadratiske.

[Figur 15.3.5—1](#) viser hvordan en vil kunne beregne strømming i en rute når vi antar at vannmassen i ruten er bevart, dvs. at det som strømmer inn er lik det som strømmer ut av ruta. I figuren er ΔQ vannmengde pr. tidsenhet som går gjennom ruta, $\Delta l = A$ er rutehøyden (vi regner en meter innover) og $i = \Delta h / \Delta l$ er trykkfall over en rutebredde.



Figur 15.3.5—1 — Strømning i en rute

Satt inn i Darcys lov får vi følgende for en rute:

$$\Delta Q = k \cdot \Delta l \cdot \frac{\Delta h}{\Delta l} = k \cdot \Delta h \quad (15.3.5—2)$$

Ved å innføre at N_f = antall strømveier, N_d = antall potensialfall og H = total trykkehøyde blir:

$$H = \Delta h \cdot N_d \quad (15.3.5—3)$$

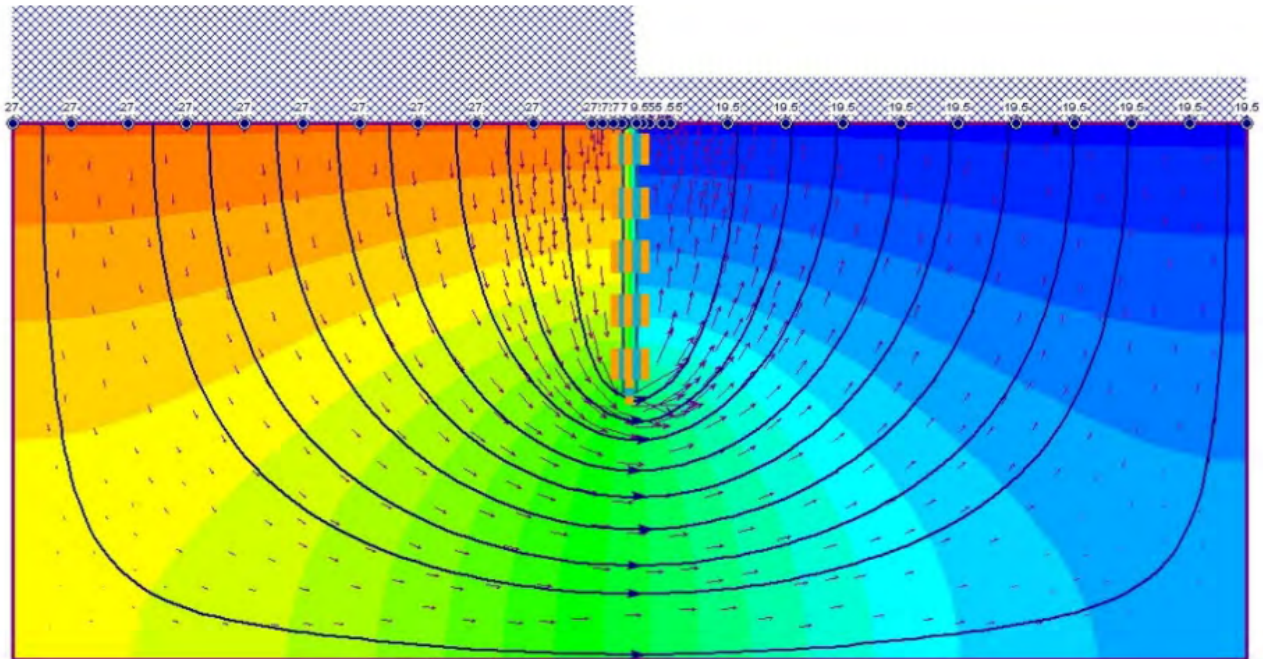
$$Q = \Delta q \cdot N_f \quad (15.3.5—4)$$

Da blir:

$$Q = k \cdot H \cdot \frac{N_f}{N_d} \quad (15.3.5-5)$$

Under homogene forhold vil antall linjer som benyttes ikke ha stor betydning for resultatet. Et grovt skissert strømnnett vil derfor i mange tilfeller kunne være godt nok.

Et eksempel på beregning av grunnvannsstrøm er gitt under der vi har beregnet strømming langs og under en spuntvegg. Strømningen drives av et høyere vann-nivå på den ene siden av spunten. Her er spunten satt ned i en siltig leire med en hydraulisk konduktivitet på $K = 0,5 \times 10^{-8}$ m/s som antas konstant i hele området. Vi har videre antatt at spuntveggen er så lang at strømningen under blir tilnærmet todimensjonal. Strømningsnettet er vist i [figur 15.3.5-2](#).



Figur 15.3.5-2 — Strømningsnett rundt en spunt

De blå linjene viser strømlinjene under spunten, mens ekvipotensiallinjene er markert som grensen mellom ulike farger. Det blå skraverte området viser den totale trykkehøyden eller vann-nivået på hver side av spunten. De lengste hastighetspilene viser at vannet går raskest rett under spunten. Her er det størst fare for utvasking.

I dette eksempelet er det brukt et numerisk beregningsprogram til å regne ut strømnettet. For dette enkle eksempelet er det den vertikale strømmen som var interessant. I tilfeller der vi ønsker å kartlegge den horisontale strømmingen kan et grovt strømnnett tegnet for hånd gi tilstrekkelig informasjon. Inputverdier vil være målt grunnvannstand innenfor det aktuelle området.

15.4 Vanntransport i umettet sone

15.4.1 Kapillær transport

I den umettede sonen over grunnvannsspeilet kan det forekomme kapillær transport, denne er først og fremst avhengig av porestørrelsen i massene. Vannmetningen i denne sonen varierer gjennom året avhengig av faktorer som nedbør og vegetasjon. Kapillær- og adsorpsjonskreftene (generert av de kohesive og de adhesiv kreftene mellom vannmolekylene og jordpartiklene) holder på vannet i den umettede sonen. Når jordmassene inneholder både vann og luft vil vannet adsorberes sterkere til jordpartiklene enn til luften. Vannet omslutter derfor jordpartiklene mens luften tenderer til å ligge midt i porevolumet.

Akkurat som vi har en overflatespenning mellom vann og luft eksisterer det en overflatespenning mellom vann og jord. Krumningen på vannflaten i et tynt rør (pore) er gitt av kontaktvinkelen mellom vannet og rørveggen, se [figur 15.4.1—1](#). Denne er igjen et resultat av en kraftbalanse mellom overflatespenningen mellom vann-luft, vann-jord og luft-jord. Ettersom vanntrykket er lavere enn atmosfæretrykket i luften vil vannet stige oppover i poren. Vannet vil stige helt til kapillærtrykket balanseres av det hydrostatiske trykket av vannet i kolonnen. Fra denne kraftbalansen vil en kunne utlede en formel for kapillær stighøyde (h_c), se [figur 15.4.1—1](#).

$$h_c = \frac{2\psi \cos \alpha}{r(\rho_w - \rho_l)g} \approx \frac{2\psi \cos \alpha}{r\rho_w g} \quad (15.4.1—1)$$

MERKNAD α = kontaktvinkelen mellom vannet og rørveggen

ψ = overflatespenningen

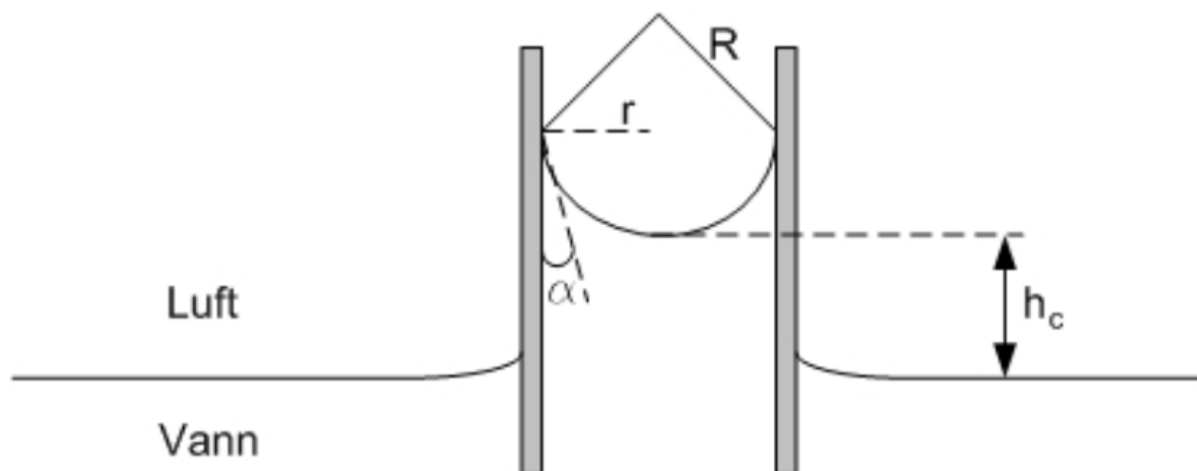
r = radien i røret

ρ_w = tettheten til vannet

ρ_l = tettheten til luft

g = tyngdens akselerasjon

Det er vanlig å se bort fra tettheten til luft ettersom denne er vesentlig mindre enn tettheten til vann. Benevnningen blir i meter når overflatespenningen her er gitt i N/m.



Figur 15.4.1—1 — Kapillær stighøyde

Hvis vi antar at $\alpha = 0$ og benytter typiske verdien for de andre parameterne i ligningen vil følgende forenklede formel kunne benyttes:

$$h_c = \frac{0,15}{r} \quad \left(\text{Vanligvis gitt i enheten cm} \right) \quad (15.4.1—2)$$

Fra denne formelen kan en se at jo smalere porerøret er jo høyere stiger vannet.

En annen tilnærming til kapillær stighøyde er gitt som, jf. Rørvik [\[262\]](#):

$$h_c = \frac{C}{e \cdot d_{10}} \quad (cm) \quad (15.4.1—3)$$

Der $C = 0,1$ til $0,5 \text{ cm}^2$, avhengig av kornformen, et vanlig valg er $C = 0,3$. e er poretalet og d_{10} (cm) er ekvivalent korndiameter ved 10 % gjennomgang (cm) ved sikting. Poretalet er gitt som:

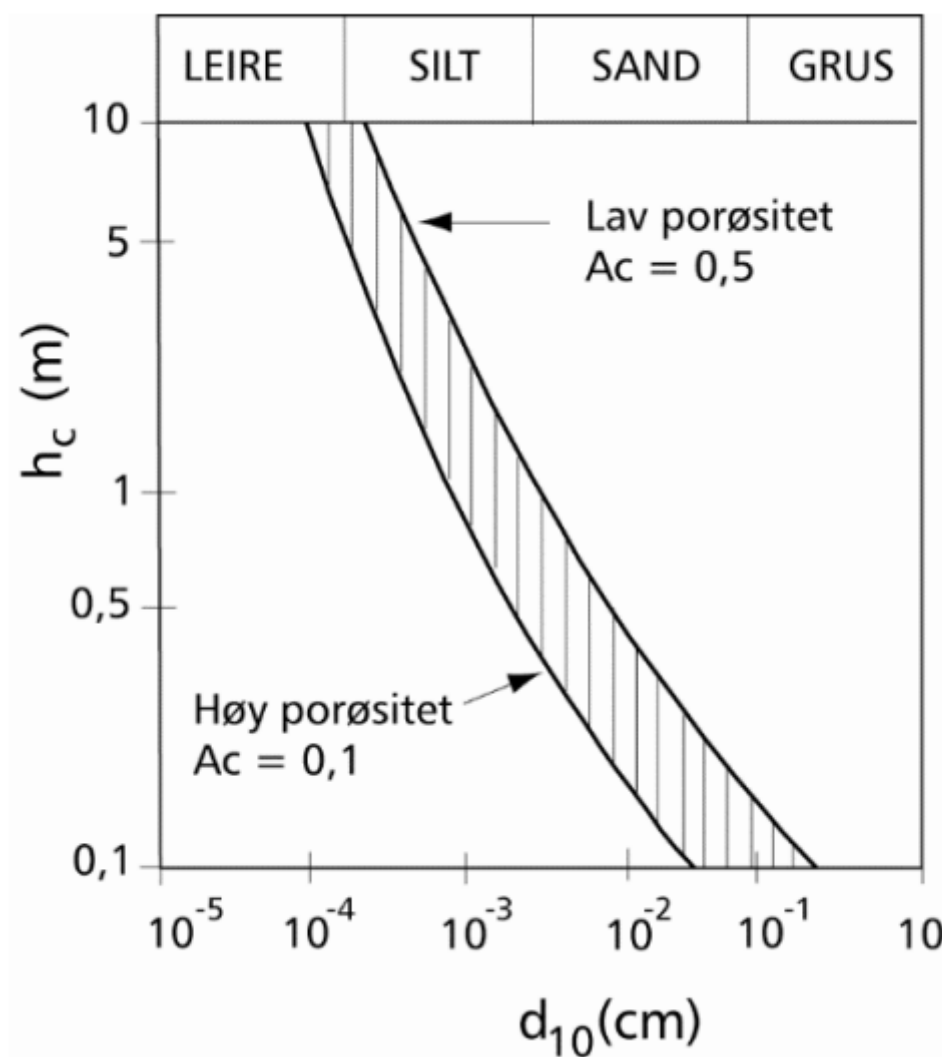
$$e = \frac{n}{1-n} \quad (15.4.1-4)$$

der n er porøsiteten. Noen typiske verdier for kapillær stighøyde er gitt i [tabell 15.4.1-1](#).

Tabell 15.4.1-1 — Noen generelle verdier for kapillær stighøyde (Rørvik [262])

Jordart	Kapillær stighøyde (cm)
Grus	0 - 10
Grov sand	10 - 15
Middels sand	15 - 30
Fin sand	30 - 100
Silt	100 - 1000
Leire	1000 - 3000 og mer.

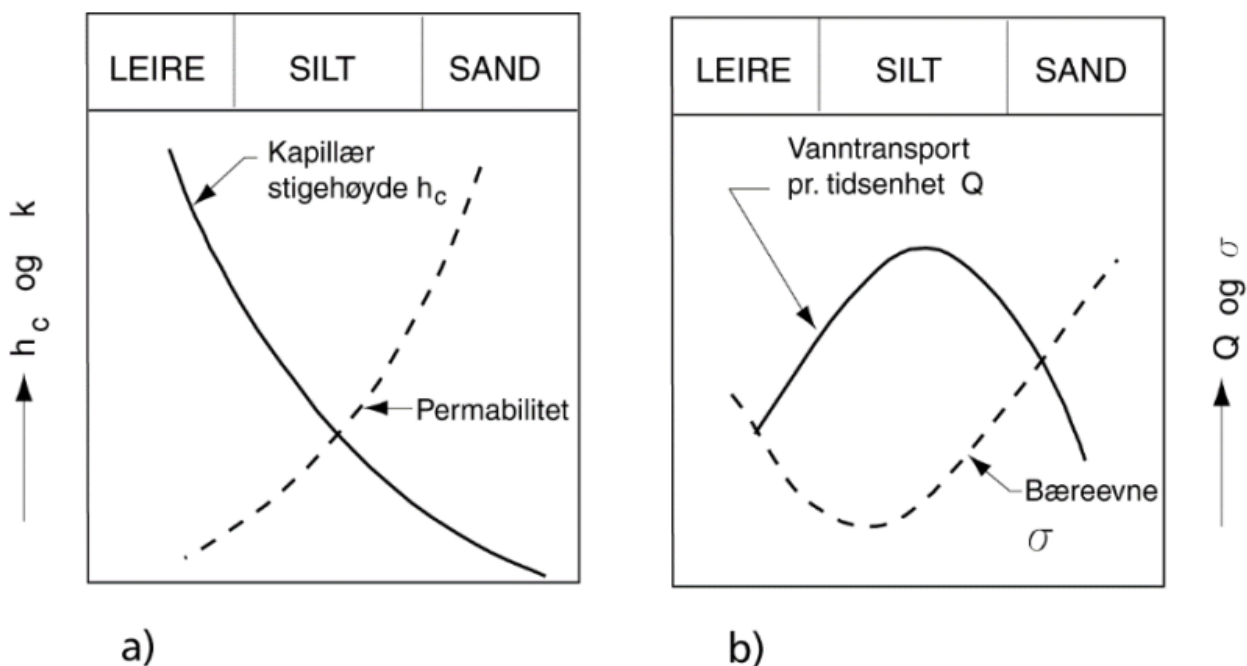
Sammenhengen mellom kapillær stighøyde og jordart (beskrevet ved d_{10}) er vist i [figur 15.4.1-2](#).



Figur 15.4.1-2 — Kapillær stighøyde i jord

I fine masser som leire er oppsugingskraften, dvs. kapillær stighøyde (h_c) stor, mens permeabiliteten (k) er liten. I grove masser er det omvendt. Se [figur 15.4.1-3 a](#)). Siden vannvolum transportert pr.

tidsenhet (Q) i den umettede sonen er avhengig av begge faktorene vil det være et optimum imellom disse. Som vist i [figur 15.4.1—3 b](#)) ligger dette i siltfraksjonen. En mindre heldig egenskap er at den kapillære oppsugningen, for eksempel i forbindelse med dannelsen av is-linser, vil kunne føre til nedsatt bæreevne (σ) i silt/leirfraksjonen i vårløsningen.

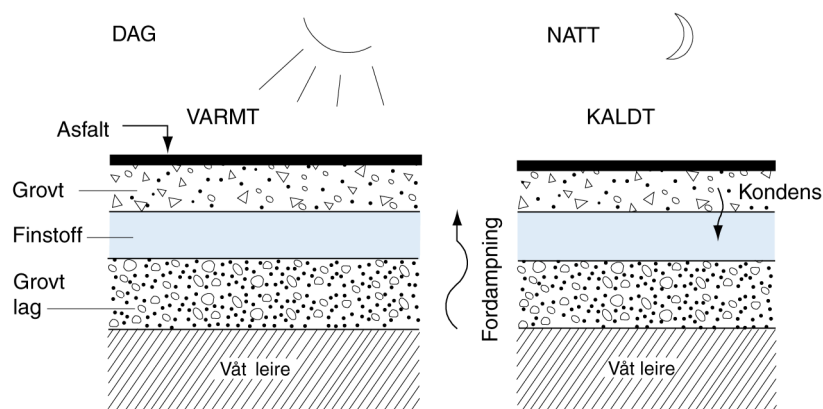


Figur 15.4.1—3 — Effekter av kapillær oppsugning

For å hindre kapillær oppsugning for eksempel i en vegfylling kan man legge inn et kapillærbrytende lag i fyllingen. Dette vil være et lag av grove masser med stor porøsitet slik at tyngdekraften overstiger de kapillære kreftene.

15.4.2 Fordamping og kondensering

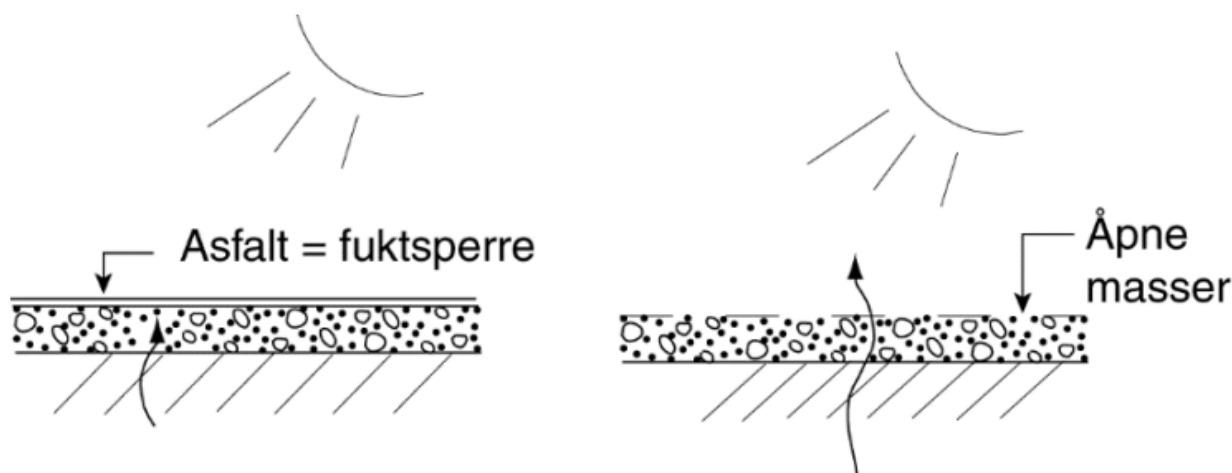
Grunnvannet stiller seg inn i et likevektsforhold mellom tilførsel og vanntap. Tilførselen kommer fra nedbør og grunnvannsstrøm fra høyereliggende områder. Vanntapet er gitt som grunnvannsstrøm ut av området, kapillærtransport og ved fordamping.



Figur 15.4.2—1 — Vanntransport ved fordamping / kondens

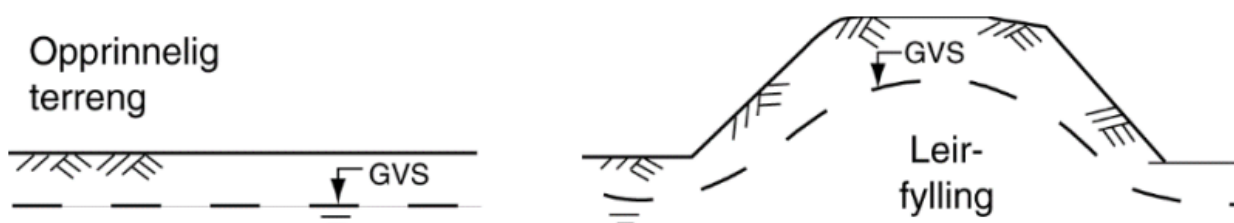
[Figur 15.4.2—1](#) viser en vanlig forekommende situasjon. Om dagen varmer sola opp asfalten og bærelaget under. Lufta i bærelaget trenger mer fuktighet for å opprettholde damptrykket når det blir varmere. Eller sagt på en annen måte, varmlufta er tørr og suger til seg fuktighet fra det mettede miljøet

nedenfor. Når natten kommer kondenseres fuktigheten ut av denne lufta og renner ned i finstofflaget under. Finstoff vil kunne binde vann til seg kapillært. På den måten vil det kunne skje en oppfukning av finstoff som ligger over et kapillærbrytende grovt lag. Dette vil kunne gi teleskader, selv om det ikke er kapillær forbindelse til grunnvannet.



Figur 15.4.2—2 — Fuktsperre og fri fordampning

[Figur 15.4.2—2](#) viser forskjellen på asfaltert veg og åpent grusdekke. En kunne kanskje tro at asfalten vil virke som "regnkappe" og holde grunnen under relativt tørr. Det motsatte er tilfelle. En asfaltert veg vil virke som dampspærre og føre til oppfukning av massene under. Gressdekke og vegetasjon virker som demper på fordampning, mens avskoget mark tørker ut.



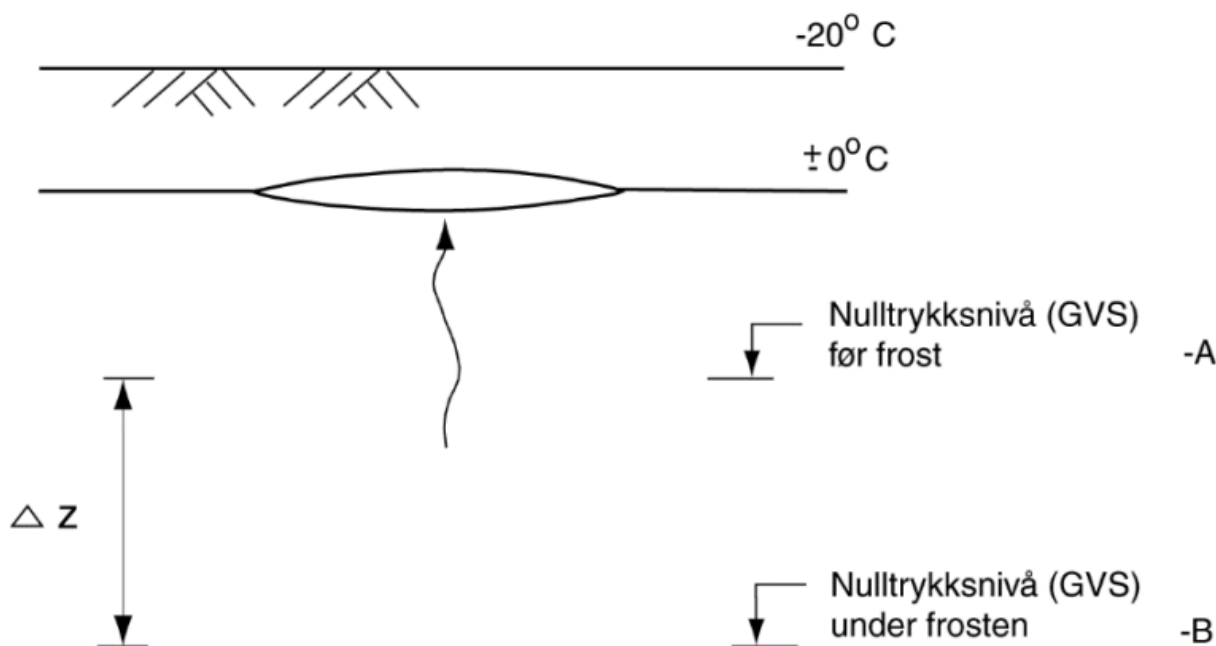
Figur 15.4.2—3 — Oppfukting av leirfylling

[Figur 15.4.2—3](#) viser grunnvannsnivået (GVS) før og etter utlegging av en stor leirfylling. Leirfyllingen blir av naturen oppfattet som en høyde i terrenget. Det oppstår en ny likevekt mellom tilførsel og avdampning med et hevet grunnvannsnivå. Dersom leirfyllingen opprinnelig ble bygget av forholdsvis tørre masser uten drenerende sandlag vil disse fuktes opp og miste en del av fastheten. Dette vil kunne føre til deformasjoner og utrasing. Dersom massene var våte da de ble lagt ut, vil de med tiden kunne bli fastere etter hvert som overskuddsvannet dreneres ut.

Vegfyllinger av leire med høyde over 3 m skal iht. vegnormal [N200:2024, Krav 1.13.6.3—2 \[1\]](#) bygges opp med drenslag av sand.

15.4.3 Endring av grunnvannstand på grunn av fryse- og tineprosesser

I tette masser som leire der den kapillære sugeevnen er stor, kan fryse- og tineprosesser føre til raske endringer av grunnvannstanden. Under slike forhold er det mer vanlig å snakke om "null-trykks nivå" enn det faktiske grunnvannsnivået. [Figur 15.4.3—1](#) viser et eksempel på dette der en islinse ligger og suger opp vann i en silt/leire.



Figur 15.4.3—1 — Endring av nulltrykksnivå under fryseperioden

[Figur 15.4.3—1](#) viser et eksempel der grunnvannstanden ligger i nivå A. Så synker temperaturen brått og frosten trenger ned i bakken. Nærmest samtidig faller målt nulltrykksnivå (i en poretrykksmåler) til nivå B. Dybdeendringen (Δz) varierer med frostintensiteten. Dette skjer uten særlig endringer i vanninnholdet i leira, omtrent som spenningsendringer elektrisk vil kunne skje uten særlig strømstyrke. En ser også av dette at det vil kunne være vanskelig å bestemme grunnvannstanden i leire ved å se på forskjell i vanninnhold. En leire/silt vil kunne holde seg kapillært mettet også over grunnvannsnivået.

15.5 Poretrykk og konsekvenser av grunnvannsstrømning

15.5.1 Poretrykk

I de fleste prosjekter er det helt nødvendig å kjenne til poretrykket i grunnen, vanligvis i flere dybder og over lenger tid. I homogene avsetninger vil vi forvente en hydrostatisk trykkfordeling, dvs. at vanntrykkets økning i dybden er gitt av tyngden av overliggende vannsøyle. Dette uttrykkes slik:

$$u = \rho gh = \gamma_w h \quad (15.5.1—1)$$

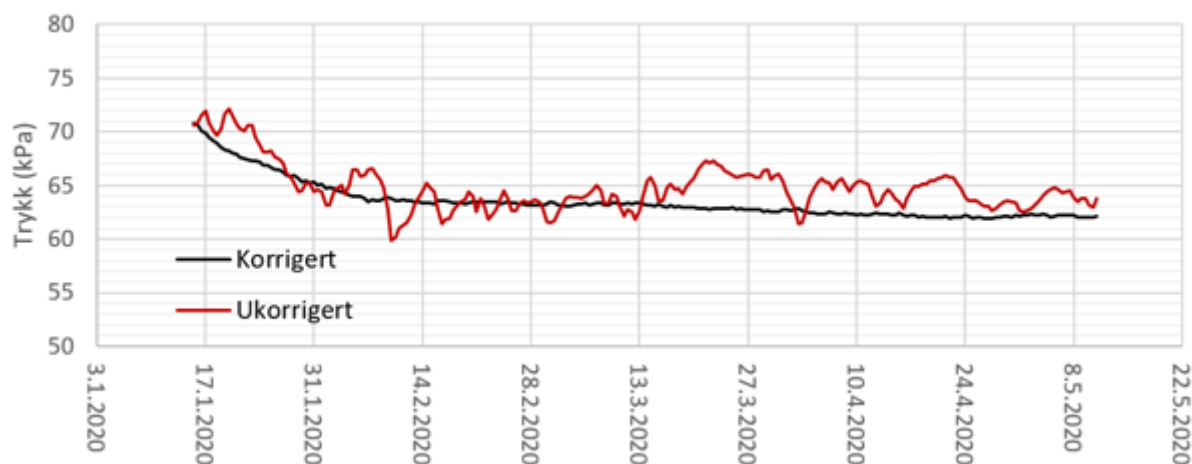
Der ρ er vannets tetthet og h vannhøyden (eller dybde under grunnvannsspeilet). Tettheten til vann varierer med temperatur, men rent vann har for de fleste praktiske formål en tetthet på $1,0 \text{ g/cm}^3 = 1000 \text{ kg/m}^3$. Til sammenligning har is en tetthet på 917 kg/m^3 . Tettheten til sjøvann varierer mellom 1020 og 1029 kg/m^3 , den øker med økende salinitet og fallende temperatur. γ_w er vannets tyngdetetthet vanligvis gitt som $9800 \text{ N/m}^3 = 9,8 \text{ kN/m}^3 \approx 10 \text{ kN/m}^3$.

Formelen gjelder så vel åpne vannmasser (hav, innsjø) som vann i brønner med ubetydelig strømning.

Målinger av poretrykk gjøres vanligvis ved hjelp av et piezometer som måler trykket i et gitt punkt. Beskrivelse av ulike poretrykksmålere er gitt i NGF melding nr. 6 [\[45\]](#). Ved måling av poretrykk med bruk av piezometer er det to forhold det er viktig å være klar over:

- 1) Sjekk om utstyret som brukes måler totaltrykk eller vanntrykk. Hvis det er totaltrykk, korrigeres verdien med målt lufttrykk. [Figur 15.5.1—1](#) viser hvordan lufttrykket påvirker målt grunnvannstrykk.

- 2) Plassering av grunnvannsspeilet er kun målbart ved å sette ned et vannstandsrør, f.eks. et åpent rør med en filterspiss der vannet kommer inn. Det anbefales at målt piezometertrykk sammenstilles med målt grunnvannsspeil for å avdekke om det er poreovertrykk, undertrykk eller ulik grunnvannstand i flere nivåer.



Figur 15.5.1—1 — Grunnvannsmåling fra Tønsberg

Ved korrigering av målt totaltrykk med lufttrykk anbefales det å bruke et lufttrykk som er målt i nærheten. Hvis nærmeste meteorologiske stasjon er et stykke unna er det bedre å benytte et eget barometer. Dette kan for eksempel være en elektrisk poretrykksmåler som henger i lufta eller en barometrisk måler. Det kan være store variasjoner i forventet levetid på måleinstrumentene, f.eks. har elektriske målere generelt kortere levetid enn målere basert på svingende streng.

Når man presenterer målt poretrykk anbefales det at det utarbeides minst to kurver, en som viser variasjoner over tid og en som viser økning mot dybde. Poretrykksverdier fra flere målere lagt inn i et kart kan brukes til å lage et strømningsnett beskrevet i [kapittel 15.3.5](#).

Høyeste og laveste poretrykk, målt over flere år gir en indikasjon på naturlige variasjoner. Laveste målte verdi vil kunne gi en nedre grenseverdi hvis man ønsker å senke grunnvannet midlertidig for eks. i en byggegrøp uten at dette medfører setninger på naboterreng. Variasjoner i grunnvannstanden over tid sees i sammenheng med nedbør og andre relevante påvirkningskilder, for eksempel tidevann, nærliggende brønner, byggeaktivitet, temperatur (frost), osv.

Nedbørsdata vil kunne hentes fra nærmeste meteorologiske målestasjon. Er denne et stykke unna er det enkelt å sette opp en egen målestasjon for temperatur og nedbør. Tidevannsverdier finnes på Kartverkets nettside [\[152\]](#) «Se havnivå» (<https://www.kartverket.no/til-sjos/se-havniva>) og er også tilgjengelig som et API (Application Programming Interface) hvor man kan hente ut og integrere data i egne systemer.

Det finnes flere leverandører og ulike typer poretrykksmålere. Valg av type målere baseres på prosjektets behov for fjernavlesning vs. manuell nedlastning av måldata, måleintervall, ønsket måleperiode, osv.

15.5.2 Poreovertrykk og artesisk trykk

I tette masser kan en rask pålastning føre til at poretrykket i massene rundt øker. Dette skyldes at vannet ikke får tilstrekkelig tid til å drenere ut når vekten av massene over presser porene sammen. Det trykket som overstiger det hydrostatiske trykket kalles for et poreovertrykk. Permeabiliteten i jordmassene er avgjørende for hvor lang tid det tar for overtrykket å diffundere ut. Poretrykksendring på grunn av udrenert spenningsendring i et 100% vannmettet lag vil kunne anslås med følgende formel:

$$\Delta u = \beta \Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \equiv \beta \frac{\Delta \sigma_1 + \Delta \sigma_2 + \Delta \sigma_3}{3} - D(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3) \quad (15.5.2—1)$$

Fra laboratorieforsøk bestemmes poretrykksparameterne A, D og β . For en 100% vannmettet jord er $\beta=1$. For A parameteren har vi følgende, se [tabell 15.5.2—1](#).

Tabell 15.5.2—1 — Poretrykksparameter A

A parameter	Materiale
A negativ	Sterkt overkonsoliderte materialer
$-1/4 < A < 1/4$	Noe overkonsolidert
$A = 1/3$	Lineært elastiske materialer
$1/2 < A < 1$	Normal konsoliderte materialer
$A > 1$	Sensitive sand/silt strukturer

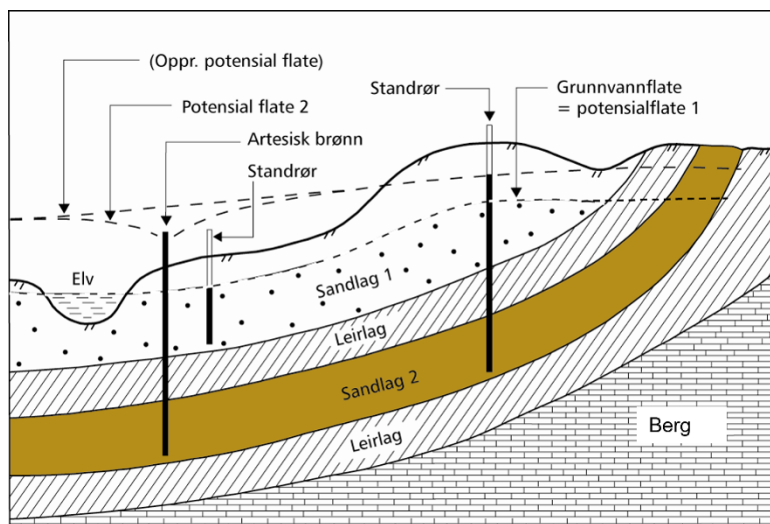
Jordas effektivspenning i et vilkårlig punkt i jorda (σ') er gitt som totalspenningen minus poretrykket (u):

$$\sigma' = \sigma - u \quad (15.5.2—2)$$

Totalspenningen (σ) er gitt som tyngden av jord og vann. I områder med poreovertrykk er noe av lasten overført til porevannet. Hvis poretrykket stiger opp til totalspenningen vil all vekt kun bæres av porevannet og kornskjelettet føler et vanntrykk som er like stort i alle retninger. I sand og silt får vi det som er kalt kvikksandforhold, da vil vanntrykket presse de fine sandkornene fra hverandre slik at de mister all bæreevne og bakken blir flytende. Denne situasjonen vil kunne oppstå der sanden ligger i en fordypning omgitt av fastere masser. Sandgropa mates videre av et vannlag, oftest nedenfra, under trykk. Dette er ikke en vanlig situasjon i Norge.

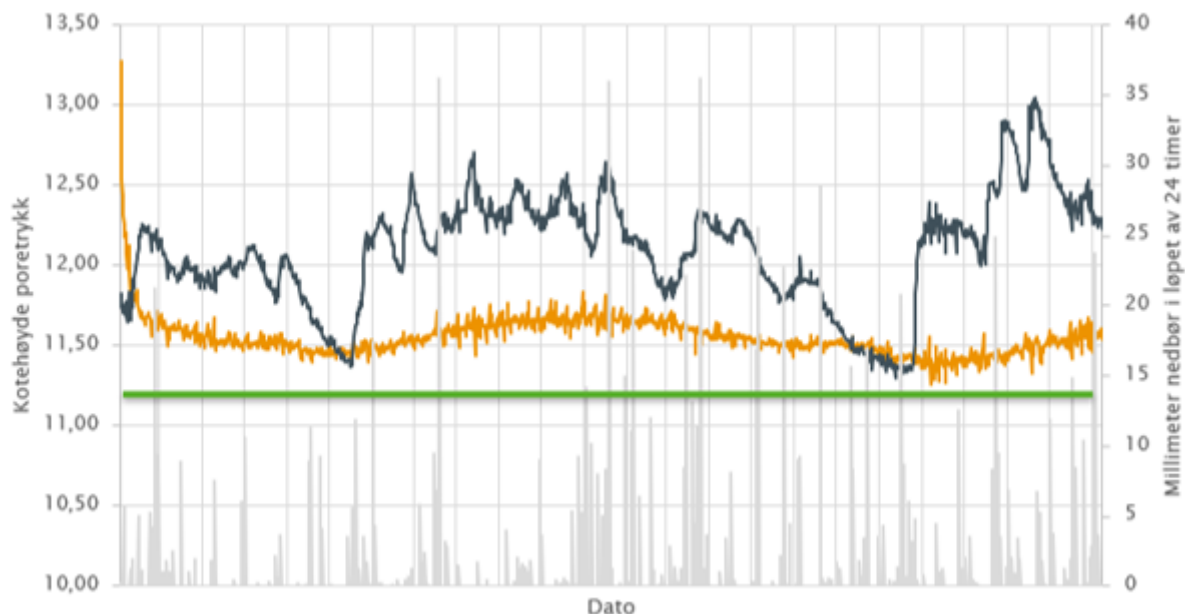
Jordlag med naturlig overtrykk er svært vanlig. Hvis trykket er så høyt at vannet vil stige over terrengnivå i forbindelse med en boring, sier vi at laget har artesiske trykk. For å oppnå et artesiske trykk er det en forutsetning at jordlagene mates av vann fra høyereliggende områder. I tillegg er det en betingelse at vanntransporten ut av området er mindre enn vanntransporten inn. Det er vanlig at man finner lag med artesiske trykk et stykke under terreng og at det artesiske trykket øker ned mot bergoverflaten. I slike tilfeller kan vannstrømmen inn i laget komme langs bergoverflaten, fra bergsprekker eller høyereliggende løsmasser.

En artesiske akvifer ligger som regel under et tett lag, da er dette også en lukket akvifer. Det tette laget over akviferen beskytter vannet mot forurensning fra overflaten ([figur 15.5.2—1](#)). [Figur 15.5.2—1](#) viser en prinsippskisse over lag med artesiske trykk.



Figur 15.5.2—1 — Eksempel på adskilte grunnvannsnivåer og artesiske trykk

Sprekksoner, slepper og områder med dypforvitret berg er vanligvis vannfylte og er eksempler på områder i berg der det kan være artesiske trykk. Grunnvannstand i berg reagerer ofte raskt på nedbør, dermed vil poreovertrykk like over berg ofte også reagere raskt på nedbør. Poretrykk høyere opp i tette masser vil normalt ha en forsinket og redusert respons ([figur 15.5.2—2](#)). Måling av poretrykk mot dyp kan gi en indikasjon på hvor matingen kommer fra.



Figur 15.5.2—2 — Målt poretrykk på hhv. 8 m (oransje) og 15,5 m (svart) dybde under terreng. Grå kurve indikerer nedbør

Artesisk trykk i berg kan også ha sin opprinnelse fra geologisk tid. Overtrykk ble dannet i et vannvolum som ble stengt inne i en mer permeabel bergmasse under innsynkning. Kompresjon av berget som følge av et større overlagingstrykk førte til at porevolumet avtok. Da porevolumet ble redusert og vannet ikke kunne unnsilpe økte trykket.

Kompressibiliteten (k) til vann er lav, under vanlige forhold er den $5 \cdot 10^{-10} \text{ m}^2/\text{N}$. Dette betyr at en trykkendring som tilsvarer atmosfæretrykket (ca. 1 bar) gir en relativ volumendring på ca. 0,05 promille. Dette indikerer at det trengs kun små volumendringer til for å lage store endringer i trykket.

15.5.3 Noen eksempler på totalsonderinger som har ført til punktering av artesiske lag

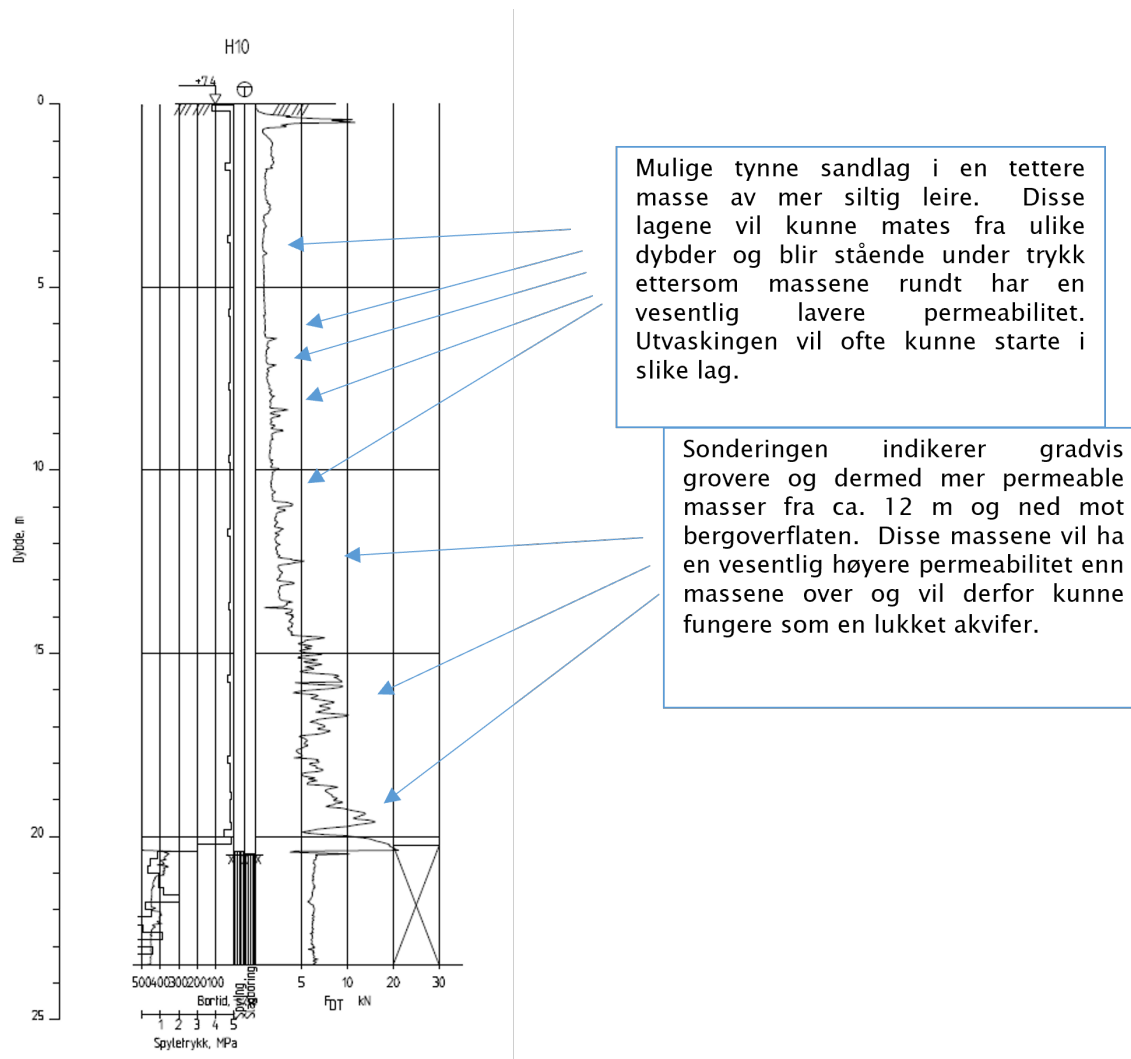
Det er under totalsonderinger at de fleste punkteringene av artesiske lag oppstår. Etter at sonderingen er avsluttet, og i det grunnbore starter å trekke opp stengene vil det dannes et undertrykk eller sug i borehullet. Hvis massene rundt er åpne (sand, grus) kan suget føre til at borehullet raskt fylles med vann. Hvis i tillegg det artesiske trykket er tilstrekkelig stort vil spruten kunne stå opp av borehullet i det siste streng trekkes. Er det artesiske trykk i et lag med lavere permeabilitet, for eksempel en sandig silt vil vannstrømmen komme gradvis. Ofte blir slike punkteringer ikke oppdaget før senere. Når vannstrømmen opp av hullet først er etablert vil trykket i akviferen rundt lekkasjepunktet avta, slik at det oppstår en trykkgradient i laget mot lekkasjen. Uten tetting kan lekkasjen pågå over lang tid (flere måneder og år) avhengig av størrelsen på akviferen og vanntilførselen. Kraftig utvasking vil kunne føre til oppsprekking, utglidning og innsynkning av områdene rundt det punkterte borehullet, se [figur 15.5.3—1](#).



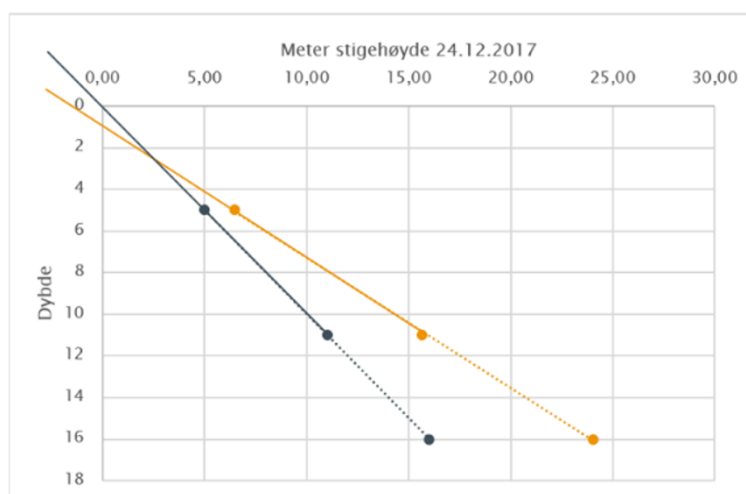
Figur 15.5.3—1 — Bilde til venstre viser en sprekk i terrenget ovenfor en punktering med utvasking på Breivikeidet. Bilde til høyre viser utvasket vegbane etter endret artesisk trykk på Valebø, i Telemark (Foto: Elisabeth Gundersen og Bjørn K. Dolva, Statens vegvesen)

I [figur 15.5.3.1—1](#), [figur 15.5.3.2—1](#) og [figur 15.5.3.3—1](#) vises ulike totalsonderinger som alle har ført til punktering av artesiske lag. Sentrale deler av hendelsesforløpet i forbindelse med punkteringene er gjengitt her for å illustrere variasjonene.

15.5.3.1 Punktering ved Helle



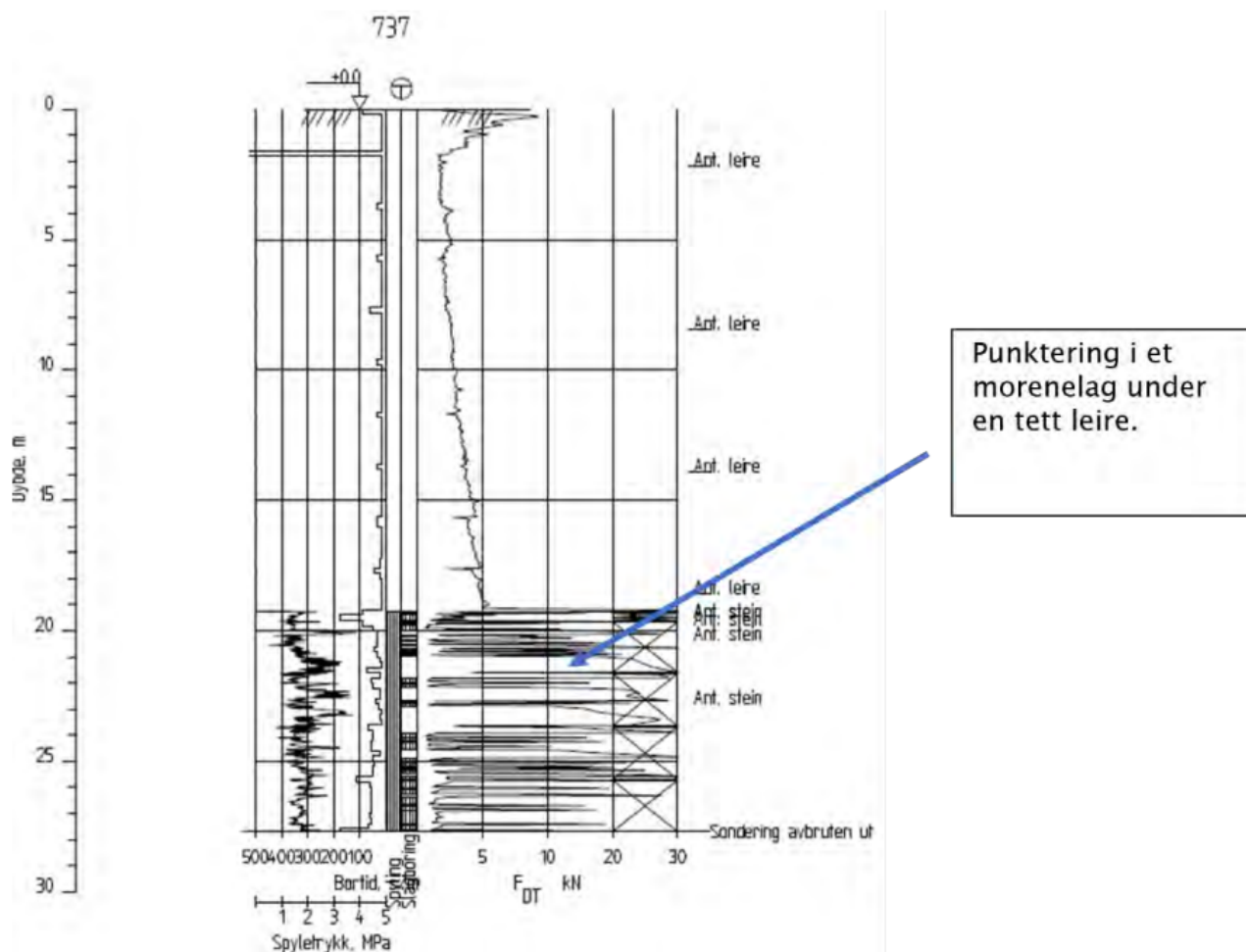
Figur 15.5.3.1—1 — Totalsondering for ny E16 ved Helle



Figur 15.5.3.1—2 — Poretrykksmåling for ny E16 ved Helle. I grafen viser gul kurve meter stighøyde den 24.12.17 mens blå kurve er hydrostatisk trykk.

Totalsonderingen vist i [figur 15.5.3.1—1](#) er tatt i bunnen av en relativ trang dal, nær en bekk som starter som et oppkomme høyere i dalsiden. Dalbunnen er omkranset av bratte berg, det er flere eldre skred og ur – avsetninger høyere opp langs bergsidene. Målt poretrykk i tre nivåer, 5m, 11m og 16m, se [figur 15.5.3.1—2](#), viser en lineær økning av poreovertrykket mot dybde. Dette indikerer at det mest vannførende laget ligger dypere enn målerne. Denne punkteringen har ført til en betydelig utvasking av finsand, silt og leire i flere år. En kollaps litt oppstrøms lekkasjepunktet der to områder sank inn førte til en naturlig tetting.

15.5.3.2 Punktering ved Linnesjordet i Lier



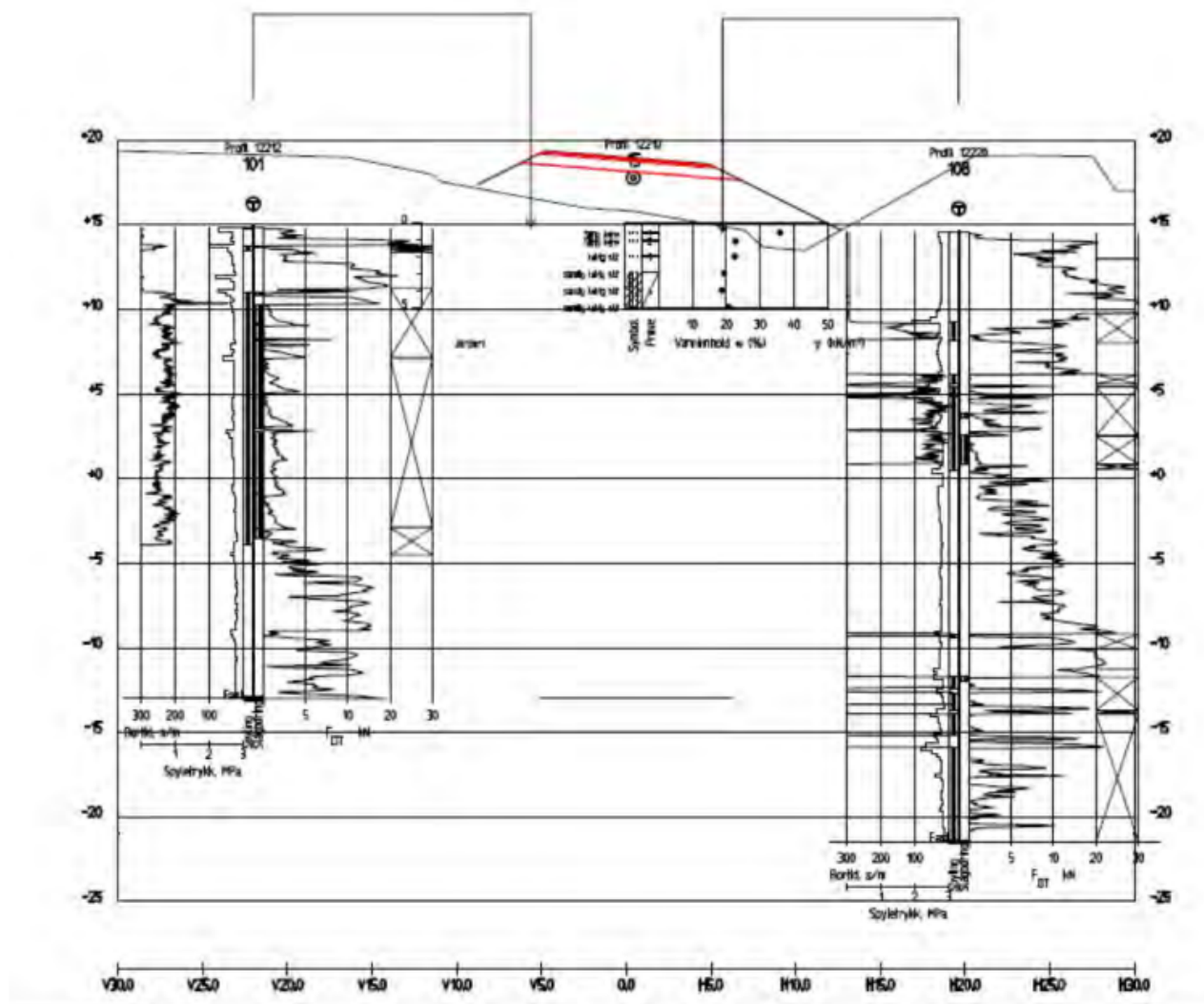
Figur 15.5.3.2—1 — Totalsondering for ny E134 på Linnesjordet

Linnesjordet ligger inn mot en bergside der det er kjent fra jernbanetunnelen mellom Asker og Lier at det går mye vann i gamle forkastninger og svakhetssoner. Resistivitetsmålinger over jordet indikerer at det går en slik svakhetssone i berget under morenen. Svakhetssoner i berg er ofte vannførende og vil kunne mates fra overflaten der sprekklaget kommer opp i dagen eller andre bergsprekker. Teorien her er at vann fra svakhetssonen presses inn i åpne lommer og lag i morenelaget over. Ettersom leira over morenen har en vesentlig lavere permeabilitet blir vannhastigheten her mye mindre og vi ser en lineær økning av poreovertrykket ned mot morenelaget. En slik situasjon er også vanlig i områder med dypforvitring.

Totalsonderingen vist i [figur 15.5.3.2—1](#) er tatt ute på et jorde med bergvegger i bakkant og åpent terreng på motsatt side. Her kom vannet opp umiddelbart etter at grunnborer trakk siste borestreng. De overliggende massene består i hovedsak av leire så det var lite utvasking av finstoff. En enkel måling indikerte ca. 5 % finstoff i vannet som kom opp av hullet. Punkteringen ble tettet ved hjelp av polyuretan injisering etter ca. en uke. Polyuretan ble injisert i tre hull som alle ble plassert tett inntil og rundt opprinnelig borehull. Injiseringen startet fra terreng og gikk ned til ca. 20 m, dvs. litt inn i morenelaget med det vannførende laget. Dette var en vellykket tetting der hullet ble tett etter at første injeksjonssteg

ble satt. En nærmere beskrivelse av injisering av polyuretan for tetting av borehull er gitt i [kapittel 15.7.2](#). Rask tetting, lite utvasking og at polyuretan-injiseringen gikk helt ned og inn i det vannførende laget bidro til at tettingen gikk bra.

15.5.3.3 Punktering ved Breivikeidet i Tromsø



Figur 15.5.3.3—1 — Totalsonderinger for Fv. 91 ny Breivikeidet bru i Troms

Begge sonderingene i [figur 15.5.3.3—1](#) punkterte vannførende lag med artesiske trykk. Her var det en betydelig utvasking av sand og silt. En grov måling indikerte en finstoffmengde på rundt 20 – 30 %. Punkteringen ble først oppdaget dagen etter avsluttet boring, da var utvaskingen i full gang slik at raske forsøk på å tette ved hjelp av tømmerstokker hadde ingen effekt. Andre tettingsforsøk ved bruk av betonginjisering og pålegging av masser førte til at lekkasjepunktene flyttet seg til nye områder. Dette, samt senere undersøkelser viste at det var små vannførende lag i flere dybder. De vannførende lagene hadde en begrenset tykkelse, fra noen mm til flere cm. [Figur 15.5.3.3—4](#) er et bilde tatt fra en skredkant ca. en km fra området og viser slike vannførende lag som is-linser. Utvaskingen ble til slutt stoppet ved å sette ned filter-brønner som sørget for at kun rent vann kom opp. Brønnene hadde 0,75 mm slisser og et kunstig sandfilter med porestørrelse 1,2 mm – 1,8 mm på utsiden borerøret. Hensikten med filteret var å redusere vannhastigheten inn mot slissene slik at kun rent vann kom ut av brønnen. Porestørrelse på filter og slisseåpning ble bestemt på bakgrunn av en kornfordeling av massene som ble vasket ut. Det ble satt ned totalt seks brønner. To av disse produserer fortsatt rent vann, mer enn 10 år etter punkteringen. Vannstrømmen ut av to andre brønner har stoppet opp. To av brønnene fungerte ikke. I den ene ble filteret plassert for dypt og i den andre var filterlaget for tynt slik at vannet som kom opp

av brønnen hadde en del finstoff. Langs brønnen der filteret var plassert for dypt kom det mye blakket vann opp langs utsiden av stigerøret over filteret, se også SVV rapport nr. 2010000802-086 [263] og Gundersen [264]. Begge de to mislykkede brønnene ble tettet ved å sette kumringer rundt brønnrøret som så ble fylt opp av en blanding av utvaskede masser og tilsetningsstoffene bentonitt og barytt, se figur 15.5.3.3—2. Disse mineralene blandet ut i vann øker henholdsvis viskositet og tetthet til blandingen. Tetthetsøkningen gav et større mottrykk til strålen opp langs og gjennom røret og høyere viskositet førte til at faren for lekkasje mellom to kumringer gradvis ble redusert. Kumringene hadde en diameter på 1m. En av disse var ca. 4 m dyp og ble fylt opp i løpet av 3 – 4 dager. Det var store lekkasjer i overgangen mellom de to kumringene i starten med dette avtok og ble etter hvert helt tett.



Figur 15.5.3.3—2 — Oppfylling av kumringer på Breivikeidet. Foto: Knut Hagberg, Statens vegvesen

Felles for alle totalsonderingene beskrevet her er at sonderingen er foretatt i et lavereliggende område ikke langt fra synlig fjell. På Helle og Breivikeidet er det eldre ur- og skredavsetninger inn mot og langs deler av fjellsiden. I tillegg er boringene som førte til en punktering tatt nære en elv. I slike områder er det derfor gode betingelser for infiltrasjon av vann fra høyereliggende områder og avsetninger av lag med ulik permeabilitet. Figur 15.5.3.3—3 viser avrenning fra fjellsiden bak området der det ble punkteringer på Breivikeidet. Her er det kontinuerlig påtrykk av vann og god mating inn i de mest permeable lagene.



Figur 15.5.3.3—3 — Breivikeidet Foto: Frode Oset, Statens vegvesen



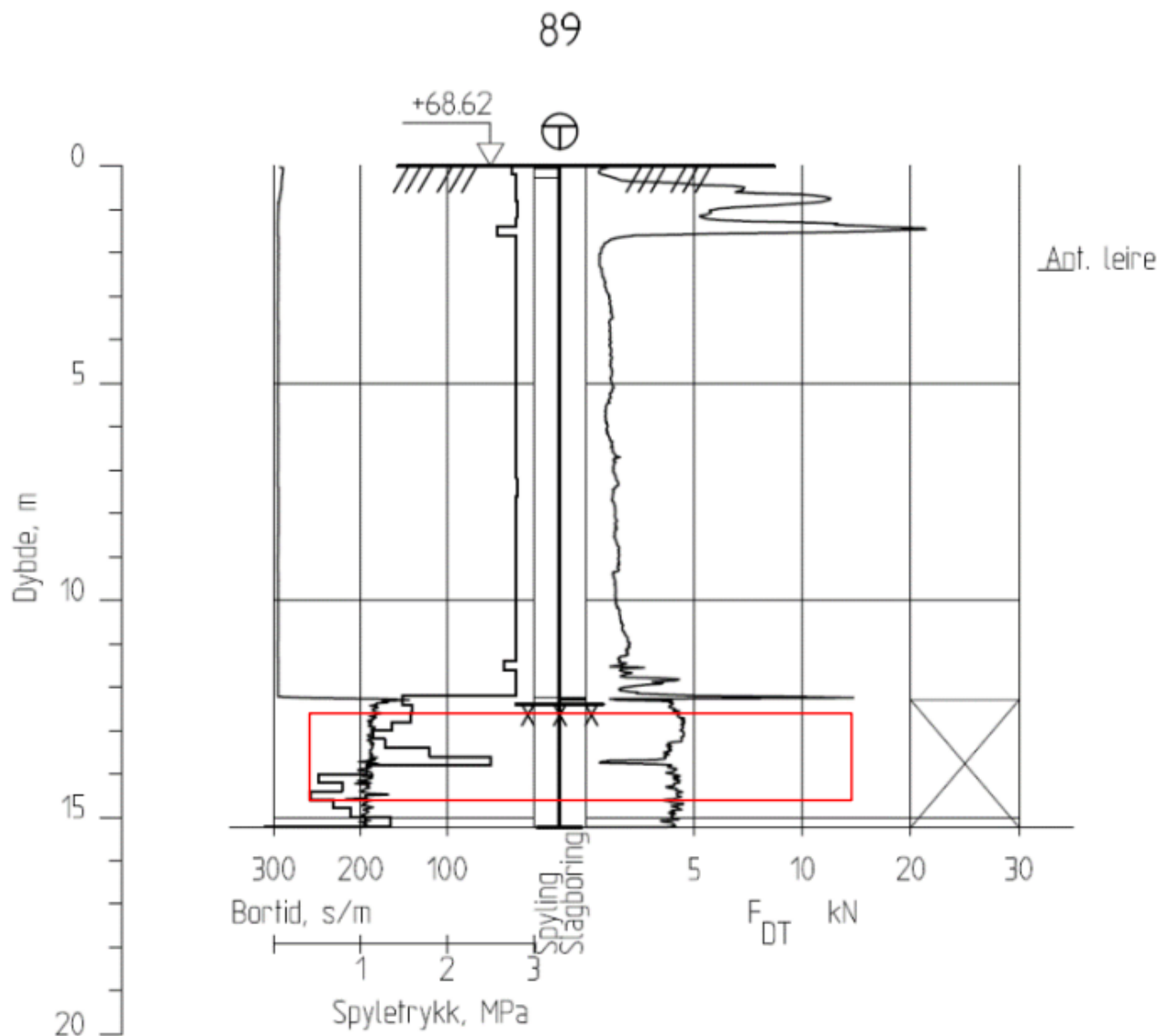
Figur 15.5.3.3—4 — Skredkant ved elva Russevanka i Troms, ca. en km fra Breivikeidet. (Foto: Knut Hagberg, Statens vegvesen)

[Figur 15.5.3.3—4](#) viser en skredkant som sto igjen etter et kvikkleireskred nær elva Russevanka, som er en sideelv til Breivikelva i Troms. Her ble høyt poretrykk sett på som den mest sannsynlige årsak til at skredet ble utløst. Forbipasserende som kom først til skredområdet rapporterte om en vannfontene i skredområdet. [Figur 15.5.3.3—4](#) viser vannførende lag med ulik tykkelse langs store deler av skredflaten. Ettersom skredet gikk midt på vinteren ser vi de vannførende lagene som tydelige islinser i en ellers tørr matriks. Slike lag er vanskelig å oppdage i en vanlig kornfordelingsanalyse og viser viktigheten av å ta bilder og være med når sylinderprøver skyves ut. Da vil man kunne identifisere lag og ta ut utvalgte deler av en prøve til analyse av kornfordeling for å få en indikasjon på permeabilitetsforskjellene. Mange slike vannførende lag vil kunne gi en vesentlig vannføring under en punktering. Det er slike lag som vi tror ble punktert på Breivikeidet. Metoder for å bestemme permeabilitet basert på kornfordeling er gitt i [kapittel 15.8.3](#).

15.5.3.4 Punktering ved Simostranda

Totalsondering vist i [figur 15.5.3.4—1](#) førte til punktering av et vannlag med artesisk trykk. Sonderingen her skiller seg litt fra de andre ved at vannlekkasjen kom fra en sleppe i berg, ca. 14,2 meter under

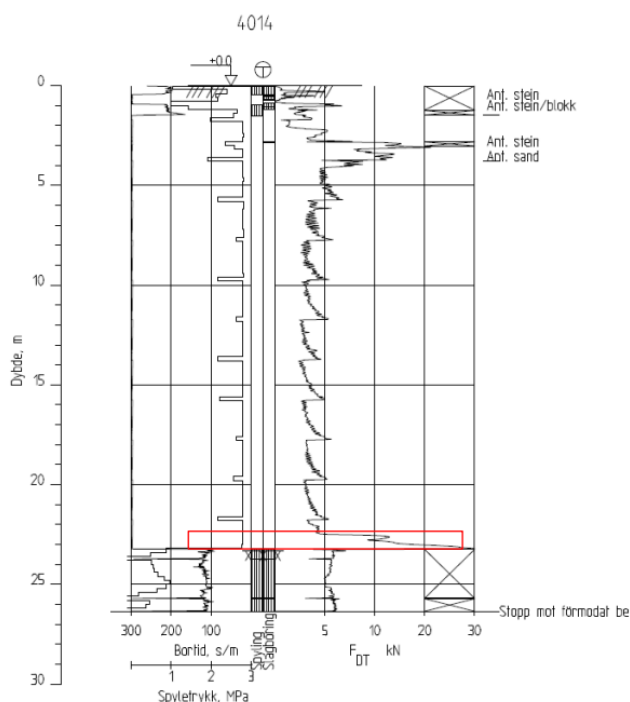
terreng. Denne sees tydelig i [figur 15.5.3.4—1](#). En vannanalyse viste at vannet hadde en kjemisk sammensetning som indikerte grunnvann i berg. Det var ikke bakterier i vannet. Lekkasjen ble tettet ved injisering med en sementbasert injeksjonsmørtel med mye anti-utvaskingsstoffer (AUV-stoffer). En slik injisering kan utføres med egen rigg, men krever i tillegg en egen pumpe med blander, metoden er beskrevet i [kapittel 15.7.1](#). Her ble injeksjonsmørtelen pumpet inn i bergsleppen ved bruk av vanlige borestrenger for totalsonderinger og en gammel totalsonderingskrone.



Figur 15.5.3.4—1 — Totalsondering som førte til punktering av lag med artesiske trykk

15.5.3.5 Punktering ved Åndalsnes

Denne totalsonderingen førte til en punktering der det ble vasket ut store mengder med sand og finstoff, se [figur 15.5.3.5—1](#). Det ble antatt at det vannførende laget var like over berg, massene over inneholdt mye fin, ensgradert sand og finstoff. Elva like ved ble raskt blakket, sanden la seg på elvebunnen, mens finstoffet fulgte elva ned til fjorden.



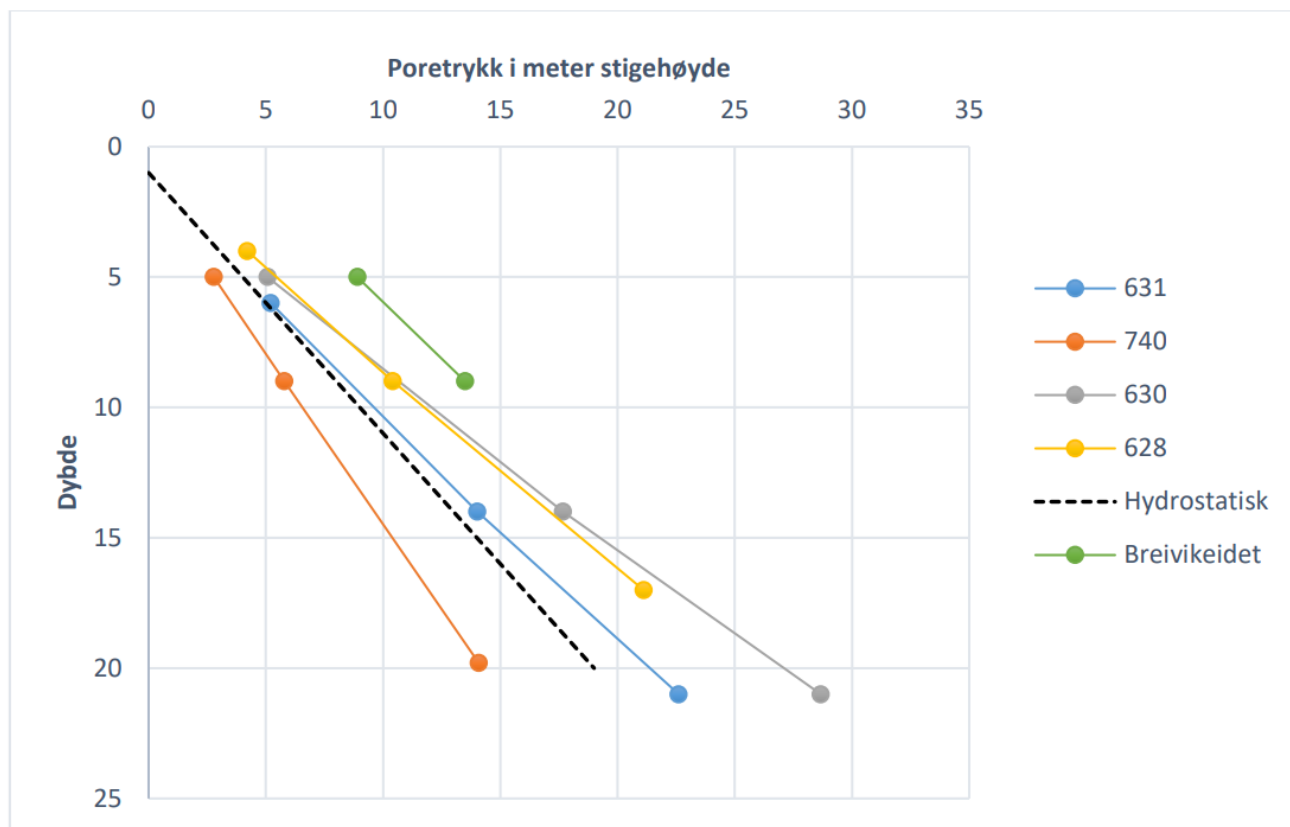
Figur 15.5.3.5—1 — En totalsondering som førte til punktering med utvasking på Åndalsnes

Lekkasjen ble raskt tettet med injeksjon av samme sementbaserte injeksjonsmørtel med AUV-stoffer som ble brukt på Simostranda. Dette er en effektiv tettemetode som blir beskrevet i [kapittel 15.7.1](#).

15.5.3.6 Målt poretrykk

For punkteringene på Linnesjordet, Helle og Åndalsnes sees de vannførende lagene nokså tydelig i totalsonderingen, på Breivikeidet derimot er det vanskelig å skille ut lagene. De vannførende lagene lå dypt i de tre første områdene, i lag over berg. På Breivikeidet derimot er det tynne vannførende lag som kommer inn like under terreng og nedover. Dette kommer også frem av [figur 15.5.3.6—1](#) som viser målt poretrykk på Linnesjordet og på Breivikeidet. Målingene fra Breivikeidet ligger vesentlig høyere enn alle målingene fra Linnesjordet mellom ca. 5 og 10 meters dybde.

Måler nr. 740 på Linnesjordet i [figur 15.5.3.6—1](#) viser et undertrykk i massene. Dette kan indikere at vann suges ut av massene hvis målingen er korrekt. Ved slike resultater anbefales det å sjekke om verdiene har en naturlig forklaring eller om det er feil i måleutstyret. Naturlige årsaker til undertrykk kan være en tidligere avlastning eller at måleren er plassert i nærheten av et utstrømningsområde.



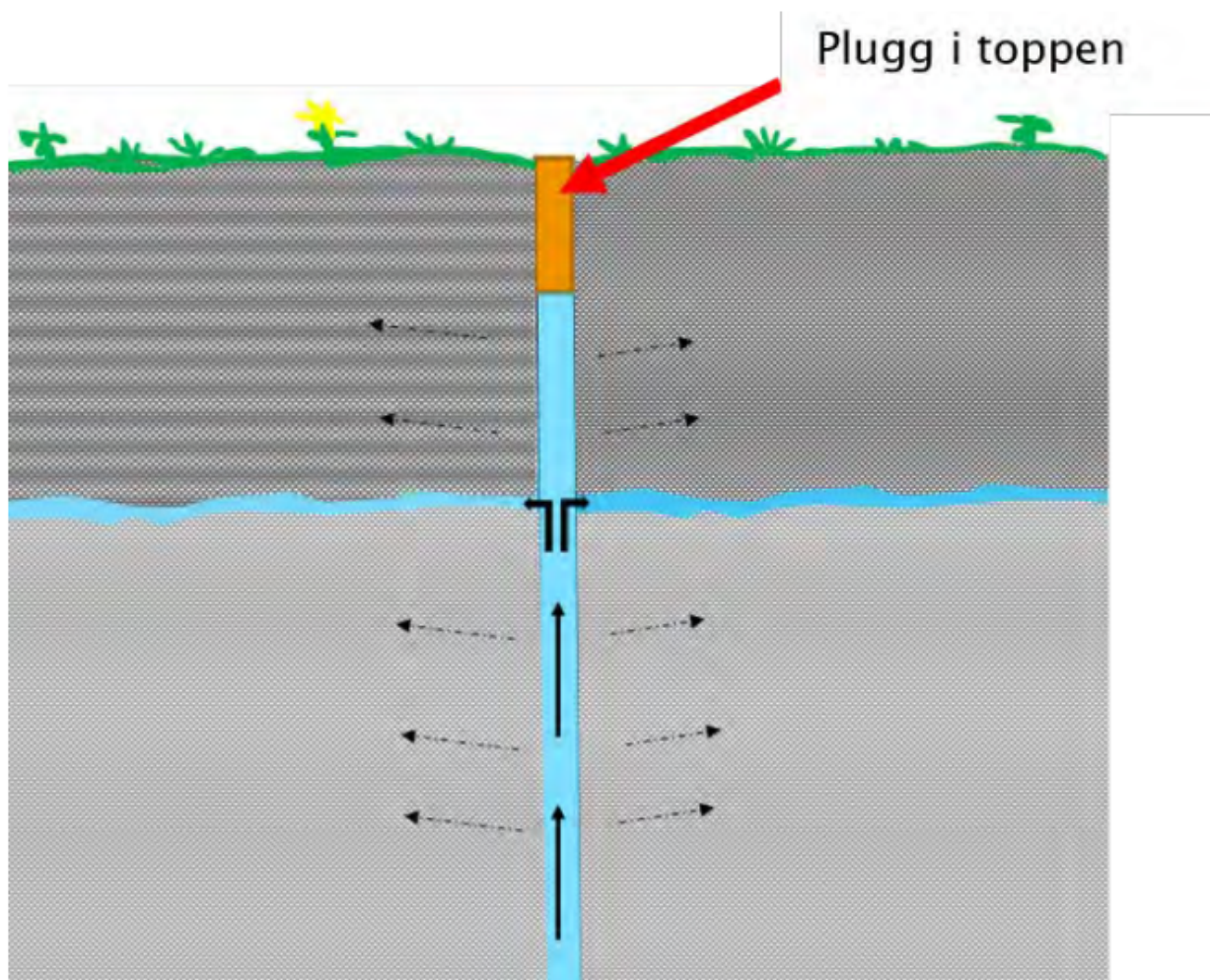
Figur 15.5.3.6—1 — Målt poretrykk fra fire ulike målestasjoner på Linnesjordet og en målestasjon på Breivikeidet

15.6 Hvordan unngå punktering av artesiske lag

Se [kapittel 2](#) for planlegging av grunnundersøkelser og utarbeidelse av borplan.

15.7 Metode for tetting av lekkasjer

Tradisjonelt har tetting av borehull blitt utført ved hjelp av tømmerstokker med egnet dimensjon. Denne metoden er nok fortsatt i bruk, men har noen uheldige konsekvenser. Tetting kun i topplaget fører til et poreovertrykk fra det vannførende laget og opp mot undersiden av pluggen. Dersom poretrykket overstiger totalspenningene er det stor fare for hydraulisk splitting slik at vannet vil finne nye veier forbi pluggen. Hvis lekkasjen i utgangspunktet kommer fra et dypt lag kan man også risikere å føre vann inn i høyereliggende permeable lag slik man får kommunikasjon mellom vannførende lag som før boringen var adskilt, se [figur 15.7—1](#).

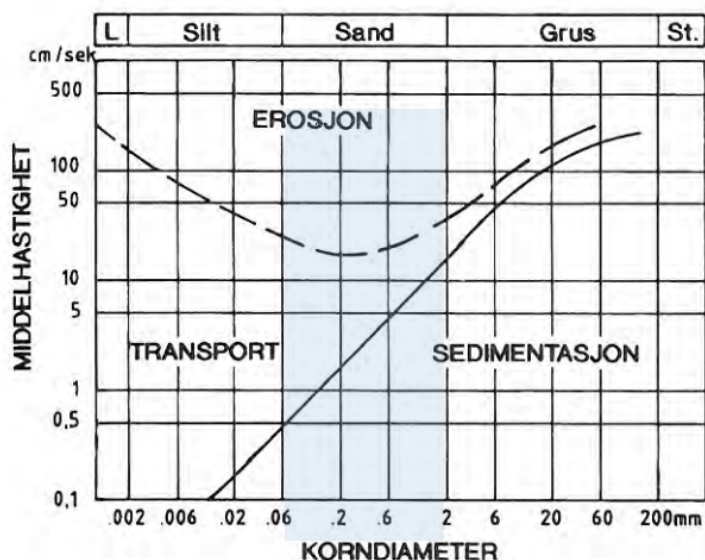


Figur 15.7—1 — Prinsipptegning som viser ulemper med tetting kun i toppen

Tetting kun i toppen kan føre til at det dukker opp nye lekkasjepunkter etter en stund, for eksempel i forbindelse med nedbør som gir en rask poretrykksøkning i en lukket akvifer. Det nye lekkasjepunktet kan være et stykke unna det opprinnelige borehullet. Når man utfører totalsonderinger er det vanlig å finne et topplag, for eksempel en gammel fylling som er vesentlig mer permeabel en laget under. Kommer lekkasjevannet inn i et slikt lag kan det spres over et større område og komme ut som mindre punktlekkasjer flere steder. Det er betydelig vanskeligere å tette lekkasjer senere hvis man ikke finner igjen det opprinnelige borehullet. Mislykkede tetteforsøk med trestokker kan komplisere for nye tetteforsøk.

Vannlekkasjer kan føre med seg en god del sand og finstoff. Faren for utvasking er størst i de områdene der det vannførende laget er i kontakt med- eller ligger under lag av sand og silt. Er massene over dominert av leire har denne høy kohesjon, så lekkasjevannet kan være nesten helt klart.

Grensehastigheter for erosjon, transport og sedimentasjon av ensgradert materiale kommer frem av Hjulstrøms diagram vist til venstre i [figur 15.7—2](#).



Figur 15.7—2 — Hjulstrøms diagram til venstre (kilde: Selmer Olsen [265]). Bildet til høyre viser utvaskingen fra Rv. 91 på Breivikeidet (Foto: Elisabeth Gundersen, Statens vegvesen)

Figur 15.7—2 viser at partikler med en korndiameter i sandfraksjonen eroderes ved de laveste vannhastighetene. Er partiklene først i suspensjon vil de fineste partiklene som leire transporteres lengst mens større partikler som grus sedimenteres raskt. Ved punktering av artesisk trykk er det registrert vannstrømning fra 10 – 300 liter/minutt, og selv ved små mengder utvasket finstoff pr. liter vann vil det fort bli mange kubikkmeter masse som fjernes i løpet av kort tid. Lekkasje som vasker ut materiale fører ofte til en kollaps dersom ikke utvaskingen stoppes. Dette sees som oppsprekking og utglidninger i skråninger, og innsynkning på flatmark over de områdene massene vaskes fra, se figur 15.5.3—1.

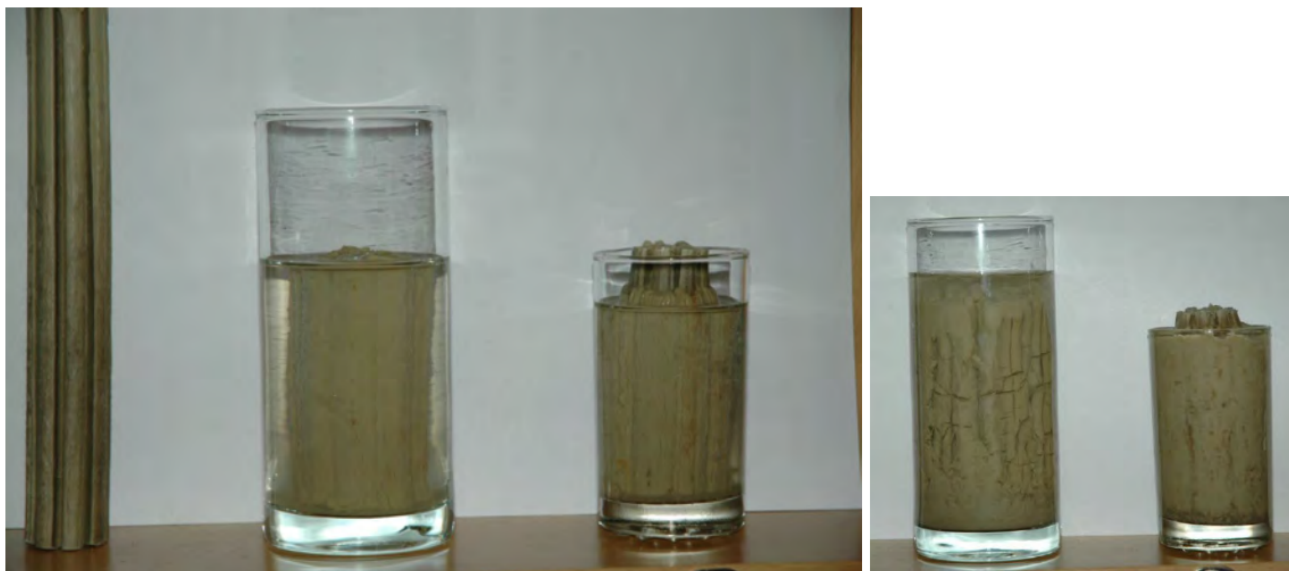
15.7.1 Bruk av bentonittstaver

Nedpressing av bentonittstaver har vært mye bruk de siste årene, både som et tiltak for å forebygge punktering og som tettemetode av mindre lekkasjer. Stavene produseres i flere størrelser, se figur 15.7.1—1. Bentonittstaver er en enkel og rimelig metode som fungerer godt ved mindre og ikke så dype punkteringer og som en forebyggende metode der lekkasjevann vil kunne komme gradvis.



Figur 15.7.1—1 — Bentonittstaver produseres i flere størrelser, her i diameter 34 mm og 48 mm

Ved store lekkasjer og spesielt i lekkasjer med utvasking er det vanskelig å få ned staven. Metoden egner seg derfor best for lekkasjer med liten utstrømning og utvasking. Bentonitt er et naturlig leirmineral som vil svulle i kontakt med vann. Men for bentonittstaver tar svelleprosessen litt tid. [Figur 15.7.1—2](#) viser en 34 mm stav etter en og fire dagers svelling neddykket i vann. Glass 1 (venstre) har en innvendig diameter på ca. 75 mm og glass 2 (høyre) ca. 60 mm. Hvis materialet utsettes for tørke, vil det avgi vann og krympe. Ofte er det nødvendig å bunte flere staver sammen for å fylle hele borehullet. I praksis trykker man ned de staven en har tilgjengelig. Det er vanlig å avslutte tettingen med en egnet tømmerstokk i toppen for å holde bentonittstavene på plass. I mange tilfeller har dette vært tilstrekkelig, men ofte har det vist seg vanskelig å få plassert staven godt ned i hullet.



Figur 15.7.1—2 — Bildet til venstre viser en bentonittstav etter en dags svelling. Bildet til høyre viser samme staver etter 4 dagers svelling. (Foto: Knut Hagberg, Statens vegvesen)

[Figur 15.7.1—3](#) viser hvordan bentonittstaver ble brukt for å tette en lekkasje på Bekkestua i Bærum. Lekkasjen var i en privat hage og det hadde rent ut vann fra hullet i ca. ett år da tetting ble gjennomført. Her var utstrømningen liten og vannet som kom opp var klart. Det er viktig å få stavene så langt ned mot antatt lekkasjepunkt som mulig.



Figur 15.7.1—3 — Tetting av lekkasje ved bruk av bentonittstaver (Foto: Knut Hagberg, Statens vegvesen)

15.7.2 Injisering med polyuretan

Injisering av borehullet med polyuretan har tettet flere kompliserte grunnvannslekkasjer. Polyuretan er et polymer med ulike materialegenskaper. Den blandingen som ble benyttet på Linnestjørdet var en «HAG

– polyuretan» der «HAG» står for «Hydro Active Grout». Dette indikerer at væsken reagerer raskt med en gang den kommer i kontakt med fukt eller vann.

Polyuretanblandingen produseres i Nederland, men selges også i Norge. Under en tettejobb blir flytende masse injisert gjennom hule selvborende stag. Polyuretanblandingen pumpes ut gjennom stagene etter hvert som disse roteres ned i bakken. Når injiseringen er avsluttet kappes stagene og blir stående igjen i bakken. På grunn av den raske reaksjonstiden er det ikke mulig å rengjøre stag for senere bruk. [Figur 15.7.2—1](#) og [figur 15.7.2—2](#) viser bilder der polyuretan ble brukt på Linneshjorden i Lier.



Figur 15.7.2—1 — Injisering med polyuretan



Figur 15.7.2—2 — Injisering med polyuretan

Når man starter å injisere er det viktig å injisere så tett inn mot det opprinnelige borehullet som mulig og helt ned til det laget der man mistenker at vannet kommer fra. Er man usikker på hvilket lag som er mest vannførende anbefales det at man alltid tetter i hele borehullets dybde. Injisering kun i toppen av borehullet kan føre til at vannet finner nye veier rundt injeksjonsmassene. Dette er spesielt viktig der utvaskingen har pågått over en viss tid (flere uker) før man starter å tette. Borehullet vil da ha en vesentlig større diameter enn det opprinnelige hullet. I tillegg er massene rundt svært bløte og gir derfor mindre motstand mot trykket i polyuretanen i det den ekspanderer. Ofte er det behov for å injisere i flere hull rundt opprinnelig punktering for å være sikker på at man har fått det tett. Utført korrekt er metoden svært effektiv.

Hvis det kommer ut mye vann og finstoff kan man få ned vannhastigheten og redusere utvaskingen ved å lage et filter. Selve filteret vil også gi en bedre arbeidsplattform for rigg eller gravemaskin som trengs under injeksjonsjobben. En beskrivelse av hvordan man lager et filter er gitt i [kapittel 15.7.4](#).

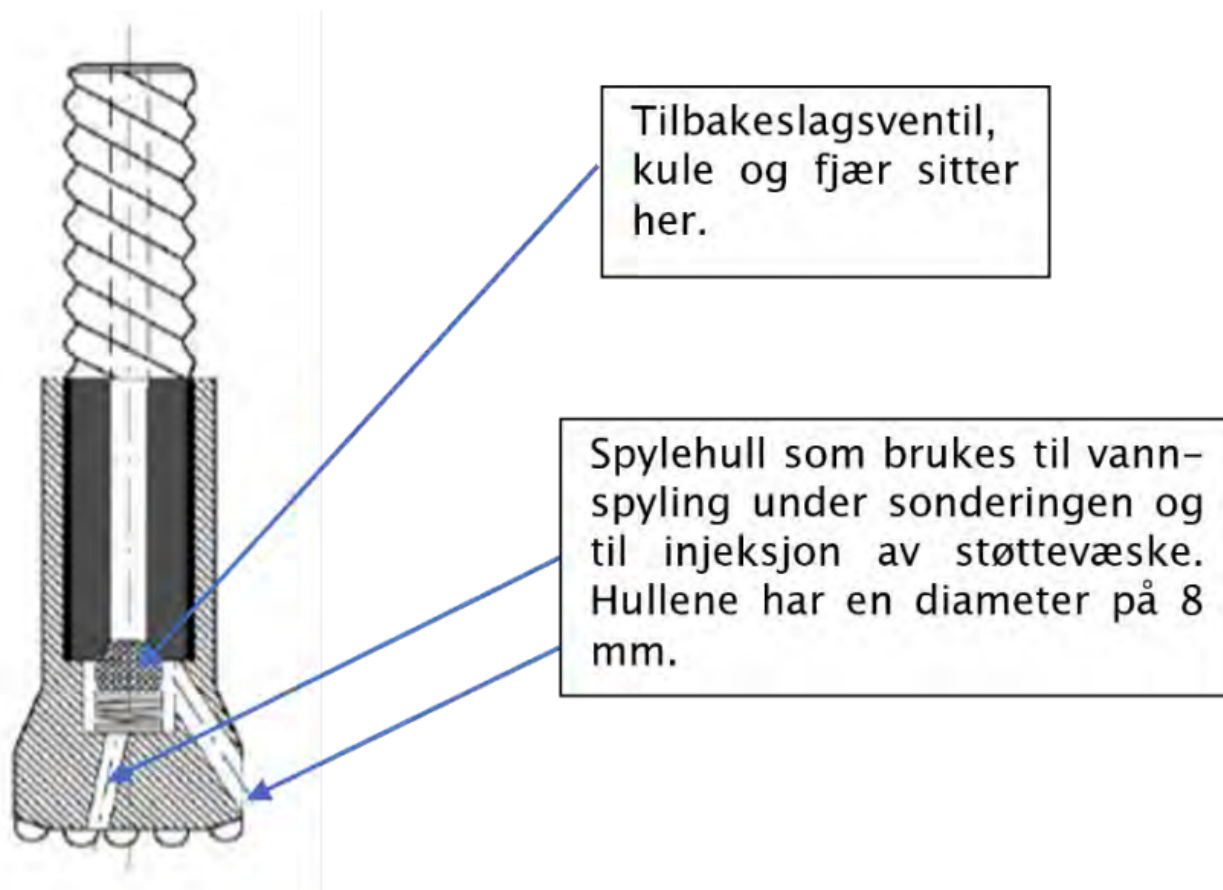
15.7.3 Injisering med sementbasert støttevæske

For å oppnå en vellykket injisering er det viktig å starte tettejobben raskt etter at lekkasjen er i gang, spesielt hvis det vaskes ut masser. Derfor er det en fordel å bruke egnet utstyr på boreriggen som allerede er ute. Statens vegvesen har prøvd ut flere metoder for injisering med ulike støttevæsker. Resultatene har variert. Basert på disse erfaringene har vi kommet frem til en metode vi har svært god erfaring med. Metoden er beskrevet i SVV-rapport nr. 704 [\[266\]](#), og er kort forklart under. Målet for metoden var følgende:

- å stanse punkteringen
- å være robust, dvs. at den kan brukes for alle typer lekkasjer
- å være bestandig, slik at løsningen ikke forvitres over tid
- enkel gjennomføring i felt
- pris

På bakgrunn av disse kriteriene har vi kommet frem til en metode der vi injiserer det lekkende borehullet med en sementbasert støttevæske med AUV-stoffer. Hensikten med AUV-stoffene er å hindre at støttevæsken blandes med lekkasjevannet og fortynnes før den er ferdig herdet.

Så snart man oppdager lekkasjen går man ned i samme borehull eller så nær man kommer med vanlige borestrenger og en totalsonderingskrone. For å gjøre det enklere å pumpe ut støttevæsken gjennom spylehullene i totalsonderingskronen kan man ta ut kule og fjær, se [figur 15.7.3—1](#). Da er det behov for å spyle med vann på vei ned for å hindre at spylehullene tettes. Andre kroner/spisser kan også benyttes, gjerne en med større åpning for utpumping av støttevæsken.



Figur 15.7.3—1 — Totalsonderingskrone (Modifisert etter NGF melding nr. 9 [\[267\]](#))

Borkrona føres helt ned til bunnen av det laget man mistenker at vannlekkasjen kommer fra, dette er ofte helt ned til bergoverflaten. Hvis lekkasjen er i berg er det vanligvis behov for å bore et nytt hull i berg ned til den aktuelle sleppa som lekker. Etter at krona er på plass, løftes den litt opp ca. 10-15 cm og injiseringen kan starte. Metoden går ut på å injisere en god mengde støttevæske ned i det antatt vannførende laget slik at man lager en tilstrekkelig stor propp i og rundt borehullet. Man beregner mengde slik at man får en teoretisk diameter på mer enn 3 ganger opprinnelig borehull. AUV-stoffene gjør støttevæsken svært kohesiv. Den virker seig og treg i blanderen, men har gode flyteegenskaper. Det at den i liten grad blandes med vann gjør at slike blandinger er godt egnet for tetting av borehull som lekker, både i løsmasse og i berg, og på alle dybder. Utblandet masse har i tillegg en vesentlig høyere densitet enn vann og vil derfor fortrenge vannet under injisering.

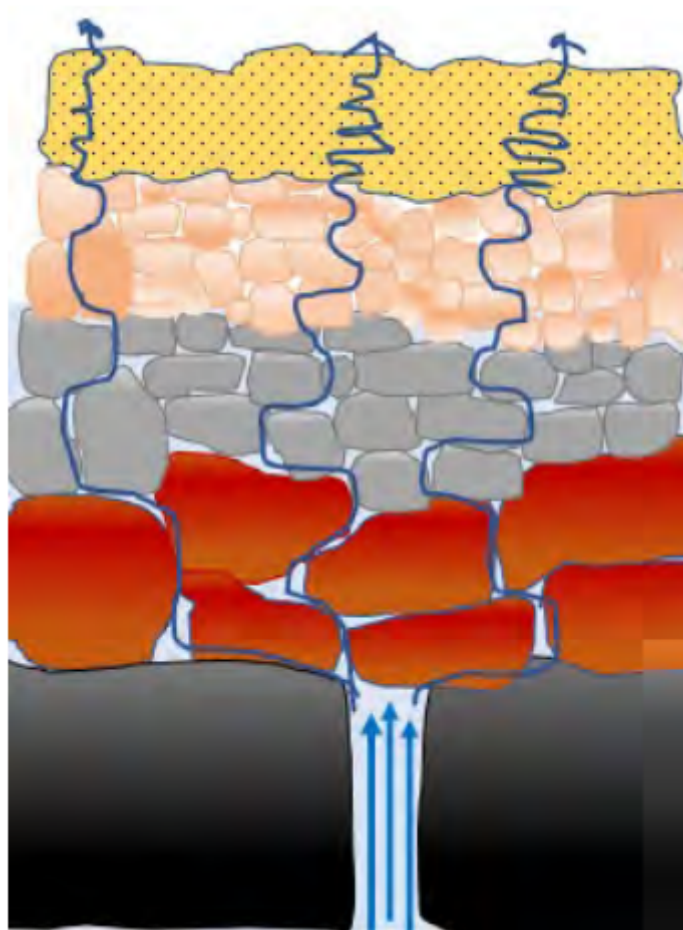
Sementbaserte støttevæsker kommer vanligvis tørt i sekker som blandes ut med vann på plassen. For å sikre at man får korrekt blandingsforhold kan man benytte pumper som også har en enhet for blanding. Det finnes ulike pumpeløsninger som kan benyttes. Fra pumpen kan man bruke en slange og en egen adapter som kobles direkte på borstengene.

Fordelen med en sementbasert støttevæske er at den herder og blir helt stiv. Andre støttevæsker basert på mudd har vært benyttet, men har den ulempen at den ikke herder til større fasthet enn en gelé. En ulempe med slike blandinger er faren for uttynning over tid, spesielt hvis det artesiske trykket er høyt. Ulempen med en ren sementblanding er at den krymper litt under herding, derfor er det viktig å injisere rikelig med støttevæske ned i det vannførende laget, og i hele borehullet. Injiseringen kan være trykkstyrt. Når trykket starter å øke løftes krona og man forsetter å injisere.

Etter at man har fått godt med støttevæske ned i hullet som lekker, fortsetter man å injisere etter hvert som stengene trekkes slik at man får en plugg som går helt opp til overflaten. Hvis man ser at støttevæske kommer opp under injiseringen kan det være et tegn på at hullet er fullt. Da kan man stoppe pumpa og se om det er tett. Injeksjon i lagene over punkteringen gjøres med lavere trykk. Hvis det øverste jordlaget er svært permeabelt, kan man skru ned trykket slik at støttevæsken nesten bare renner ut på grunn av egen tyngde og legger seg pent opp de siste meterne.

Et alternativ til den nevnte gysemørtelen kan være en blanding av sement og bentonitt, se NCHRP report nr. 378 [268]. Slike blandinger har vært brukt andre steder med hell. Blandinger av bentonitt og sement kan kjøpes ferdig blandet tørt, og blandes med vann ute i felt.

I noen tilfeller kan det ta litt tid før man kommer til og får tettet lekkende borehull, i slike tilfeller er det viktig å stoppe utvaskingen ettersom denne fører til stor massetransport ut av området. Vannets evne til å transportere masse er avhengig av vannhastigheten, jo høyere hastighet desto større partikler får vannet med seg. Hensikten med filteret er derfor å gradvis redusere vannhastigheten slik at partiklene sedimenteres i filteret og vannet blir stadig klarere etter hvert som det går gjennom lag av gradvis finere fraksjoner. Laqt på rett måte vil vannet som kommer ut være klart, prinsippet er vist i [figur 15.7.4–1](#).



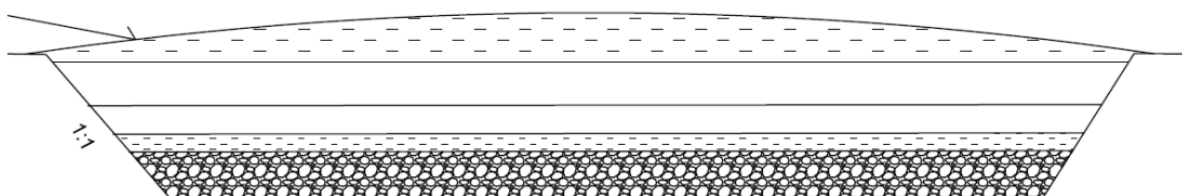
Selve filteret plasseres rundt det lekkende borehullet. For å fange opp alt vannet som kommer ut og sørge for at vannstrømmen spres godt anbefales det at filteret legges under terreng ved at det graves ut et område over det borehullet som lekker. Selve byggegropen for filtermassene anbefales å ha en diameter på mellom 1,5 – 3 m og en dybde på mellom 1 – 2 m. Jo større jo bedre, men dette tilpasses stedlige forhold og det utstyret man har tilgjengelig. Nederst i filteret legges den groveste fraksjonen. Denne sørger for at vannet ikke kommer opp som en konsentrert vannstråle, men deles opp i mange mindre vannstrømmer. Dette vil føre til at vannhastigheten inn i det neste laget er redusert. Dette laget har en litt finere fraksjon og vil igjen føre til en ny splitting av vannstrømmen og redusert vannhastighet.

Slik fortsetter vannet opp gjennom filteret. Hvis vannet frakter med seg en del finstoff, som leire, vil det øverste laget bestå av finsand.

Etter hvert som vannhastigheten avtar klarer ikke vannet å frakte med seg partikler slik at disse blir avsatt i filteret, de største partiklene i det nederste laget og deretter stadig finere partikler oppover. Dette vil føre til at filteret gradvis tettes. I noen tilfeller kan et filter føre til at lekkasjen tettes helt over tid.

Det er en del praktiske forhold rundt det å lage et filter som er viktig å ta med seg for å lykkes med jobben. Følgende viser typiske punkter i en prosedyre:

- Gjennomfør sikker jobb-analyse.
- Når man starter jobben, kan man ikke slutte før filteret er helt ferdig. Lange pauser kan føre til at lekkasjevann trenger gjennom før filteret er ferdig.
- Hvis borehullet er plassert slik at det er vanskelig å grave rundt kan man i stedet lage en voll rundt av tette masser. Hensikten er å fange opp alt lekkasjevann.
- I etableringsfasen vil det være lurt å lage en midlertidig drensveg for lekkasjevannet slik at det er lettere å se hva man gjør.
- Massene rundt borehullet vil kunne være svært bløte hvis lekkasjen har pågått en stund, så man kan trenge lemmer eller annet for å sikre bæreevne til gravemaskin og annet utstyr.
- I toppen av filteret anbefales det å legge et lag av grovere masser, for eksempel pukk som sørger for å holde de fineste filtermassene på plass.
- Vaskes det ut mye leire vil effekten til filteret kunne forbedres ved at det tilføres salt, ettersom saltet kan bidra til at leirpartikler samles eller flokkuleres. En annen fordel med salt er at det øker tettheten til vannet noe som vil gi en større motvekt til det artesiske trykket, [figur 15.7.4—2](#) viser en prinsippskisse av et filter.
- Fra toppen av filteret kan man lage en kanal ned til en bekk eller et område som kan ta vannet som kommer ut.



Figur 15.7.4—2 — Prinsippskisse av oppbyggingen av et filter

Typiske fraksjoner som har vært brukt er gitt i listen under. Filtermassene tilpasses de stedlige massene og mengden finstoff som vaskes ut.

- 1) Utlegging av et ca. 0,5 m tykt lag av grov grus 30 - 64 mm for å spre vannveier.
- 2) Tilføre kalsiumklorid (hvis man har).
- 3) Utlegging av et ca. 0,2 m tykt lag av middels grus 6 - 20 mm, som fungerer som et filter mellom grov grus og sand.
- 4) Utlegging av et ca. 0,3 m tykt lag av grov sand, 0,6 - 2 mm
- 5) Utlegging av et ca. 0,3 m tykt lag av middels sand, 0,2 - 0,6 mm
- 6) Utlegging av et ca. 0,3 m tykt lag av fin sand, 0,06 - 0,2 mm

- 7) For å hindre erosjon av sanden i toppen legges det et topplag av grovere materiale for eks. grov sand og middels grus.

15.7.5 Nedsetting av filterbrønner

Nedsetting av filterbrønner vil kunne være en god metode for å redusere et poreovertrykk på. Brønnene vil også kunne brukes til å senke grunnvannstand for eksempel rundt en byggegrøp. I slike tilfeller kobles brønnene til en pumpe. Vannet som kommer opp av brønnene vil kunne samles i et rørsystem og ledes vekk. Hensikten med filteret rundt brønnrøret er også her å få ned vannhastigheten slik at brønnene vil kunne produsere større mengder klart vann. Filterbrønner brukes i masser med en del finstoff. Uten filter vil brønnen kunne produsere vesentlig mindre klart vann da faren for at det følger med finstoff blir stor når vannhastigheten inn mot brønnen øker.

I områder uten artesisk trykk kan foringsrøret bores med en borerigg som bruker senkhammer, en vanlig geoteknisk borerigg er vanligvis ikke egnet. Når man har boret seg ned til ønsket dybde plasseres et brønnrør med mindre diameter inne i foringsrøret. Brønnrøret består vanligvis av et tett sumprør som plasseres nederst og som samler opp eventuelt slam som kommer inn. Over sumprøret settes slissede rør, ofte kalt filter. Dette plasseres i det laget man antar er mest vannførende. Over filterrøret settes et tett stigerør. Alle rør skrues sammen. Når rørene er plassert trekkes det ytre foringsrøret samtidig som brønnen gruskastes. Gruskasting vil si at man heller ned filtermasser for å fylle tomrommet mellom borehull og brønnrør. Slisseåpning og kornstørrelse på filtermassene bestemmes på bakgrunn av massene i borehullet.

Det er vanlig at foringsrøret ikke trekkes helt opp, men at det står igjen et par meter ned i bakken. Hensikten er å beskytte brønnrøret. Mellom foringsrør og brønnrør er det vanlig å fylle opp med bentonittpellets for å stoppe en eventuell vannlekkasje.

Er det artesisk trykk vil en slik fremgangsmåte ofte ikke fungere. På Breivikeidet ble det derfor benyttet filterrør med pålimt sandfilter som vist i [figur 15.7.5—1](#).



Figur 15.7.5—1 — Filterrør med pålimt sandfilter og slisseåpninger (Foto: Elisabeth Gundersen, Statens vegvesen)

For å unngå punktering ble boringen gjennomført med bruk av støttewæske for å holde hullet åpent i stedet for å bruke et foringsrør. Boringen her ble gjennomført med et «underbalansert boreslam», dvs. en blanding av kun vann og bentonitt. Blandingen gav væsken en høyere viskositet, men balanserte ikke overtrykket fullt ut. Boreslammet sørget for at det ikke ble utvasking under etablering av filterbrønn.

15.8 Hydrogeologiske undersøkelser

I mange tilfeller vil et inngrep i forbindelse med bygging av ny veg føre til endringer i grunnvannsforhold i området. Eksempler på dette er hvordan innlekkasje i en tunnel drenerer områder over og i nærheten av tunnelen. Skjæringer og overvannshåndtering vil kunne redusere vanntilsiget til bebyggelse nedstrøms vegen. En spuntvegg vil kunne stoppe en naturlig grunnvannsstrøm, noe som vil føre til økt grunnvannsstand oppstrøms spunten og redusert grunnvannsstand nedstrøms. Før man starter et vegprosjekt er det viktig å vite hvordan de planlagte inngrepene påvirker grunnvannsforholdene i området og mulige konsekvenser hvis grunnvannsforholdene påvirkes.

Ny aktivitet eller inngrep i en vannforekomst er regulert gjennom *Forskrift om rammer for vannforvaltning* §12 [\[269\]](#). En vannforekomst kan i denne sammenheng være en akvifer, for eksempel en drikkevannsforekomst. I slike tilfeller pålegger forskriften at «*alle praktisk gjennomførbare tiltak settes inn for å begrense negativ utvikling i vannforekomstens tilstand*». I praksis innebærer dette at Statens vegvesen kartlegger og overvåker grunnvannsforholdene, gjerne i flere år (før, under og etter utbygging). Selve utbyggingen legges opp slik at den ikke fører til permanente skader på forekomsten. I slike tilfeller varsles Kommune og Statsforvalter om inngrep.

15.8.1 Vannbalansen

Vannbalansen skal vurderes iht. vegnormal N500 Vegtunneler [\[58\]](#). Vurdering av vannbalanse er også relevant i andre vegprosjekter som påvirker grunnvannsforholdene. Vurdering av vannbalanse er beskrevet i Statens vegvesen publikasjon nr. 103 [\[270\]](#).

15.8.2 Overvåking av grunnvann og sjekk av private brønner

Vegprosjekt kan føre til skade på naboeiendommer som følge av endrede grunnvannsforhold. For å identifisere skadeårsak er det viktig å overvåke grunnvannstanden i området før, under og etter bygging. Under anleggsfasen er det nyttig å måle grunnvannstand i sanntid for å kunne iverksette skadereduserende tiltak raskt, dersom det oppstår uønskede konsekvenser.

Typiske skader kan være setninger og problemer med privat vannforsyning. Setninger kommer hvis grunnvannstanden senkes under nivå for naturlige svingninger. Grunnvannstanden er generelt lavest om vinteren når det er frost i bakken og gjennom en varm sommer med lite nedbør.

Grunnvannstanden vil variere en del fra år til år, så i områder som er sensitive for setninger er det en fordel å starte overvåkingen tidlig, gjerne under reguleringsplanfasen. Se Byggegruppeveiledningen [\[33\]](#) for nærmere beskrivelse av problemstilling og tiltak.

Det anbefales at drikkevannsbrønner dokumenteres før byggestart. En god praksis er å dokumentere alle private drikkevannsbrønner som ligger nærmere enn ca. 50 m fra ny veg oppstrøms og ca. 100 m nedstrøms. Det anbefales at en brønndokumentasjon inneholder bilder, beskrivelse av brønn, dybde, alder, generelt vedlikehold, ca. forbruk og en eller flere vannprøver. Hvis mulig anbefales det å måle dybde på brønn, vannspeil og brønnens kapasitet. De fleste nyere brønner er fjellbrønner, men det finnes også mange eldre gravde brønner som vil være grunne og dermed ekstra sårbare for grunnvannssenkning. På befaring kan brønndybde, grunnvannsspeil og plassering avvike fra innregistrert boreskjema. Kapasitet kan sjekkes med en pumpetest.

Vannkvaliteten dokumenteres ved hjelp av en eller flere vannprøver, enten fra kran inne eller direkte fra brønnen. Vannprøver tappes på egne flasker fra laboratoriet. Beholdere og vannmengde avhenger av analyseparametre. Før vannet prøvetas skrur sil av og munning på krana steriliseres, ved f.eks. brenning. For å få en vannprøve som gir et bilde av vannkvalitet i brønnen anbefales det at det går minst 10 minutter fra krana åpnes til vannprøven tas. Hvis man i tillegg tar en prøve med en gang vil en få et mål på om ledningsnett og trykktank er årsak til forurensing av vannet, for eksempel på grunn av slam og begroing. I eldre anlegg og husholdninger med et lite vannforbruk er dette ofte tilfelle. Oppbevaringstemperatur og -tid avtales med laboratoriet, men noen parametre er nødvendig å analysere innen 24 timer. For å få en god vannanalyse er det nødvendig å vurdere tiltak og stedlige forhold, inkludert naturlige metaller og radon fra berggrunnen. I drikkevannsanalyser inkluderes normalt parametre fra drikkevannsforskriften [\[271\]](#). Et eksempel på parametre som kan inkluderes er:

- pH
- alkalitet
- konduktivitet
- kimtall
- E.coli
- koliforme bakterier
- TOC (totalt organisk karbon)
- total nitrogen
- nitrat
- klorid
- natrium

- sulfat
- magnesium
- kalsium
- jern
- mangan
- andre parametere som kan vurderes er bly, radon osv.

Hvis man ser at vannet virker grumsete og uklart anbefales det at man i tillegg analyserer turbiditet som er et mål på vannets klarhet.

Vannprøver som inneholder kim, E. coli- og koliforme bakterier er vanligvis overflatenært vann. E. coli er bakterier man med sikkerhet kan si stammer fra tarminnhold fra mennesker eller varmblodige dyr. Funn av E. coli kan indikere at vannet også kan inneholde sykdomsfremkallende bakterier. E. coli-bakteriene dør når de ikke er i et varmblodig dyr, men de kan overleve noen uker i naturen. Koliforme bakterier kan komme fra tarm, men kan også forekomme i råtnende plantemateriale, dvs. naturlige jordbakterier. Bakteriene vil da betegnes som miljøkoliforme, og disse bakteriene overlever noe lenger i naturen enn E. coli. Påvisning av kun noen få koliforme bakterier og ikke E. coli, er en indikasjon på miljøkoliforme bakterier. Disse utgjør en liten risiko for sykdom via vann.

Kimtall (totalantall bakterier) omfatter naturlig forekommende mikroorganismer (bakterier, sopp, gjær) som finnes i jord, næringsrikt vann, på planterester, i slam/belegg på rør osv. Høye verdier for kimtall har vanligvis ingen helsemessig betydning, men kan indikere slamansamlinger i brønnen eller på ledningsnettet.

Høyt innhold av mineraler og salter er en vanlig indikasjon på at vannet har hatt en viss oppholdstid i løsmasser og berg. Det er vanlig å finne høye verdier av jern, mangan og kalsium. Magnesium forekommer vanligvis i små konsentrasjoner. Vann som har vært i kontakt med sure bergarter kan ha høye sulfatverdier. For å få et mål på vannkvaliteten sammenliknes de målte verdiene med grenseverdier i drikkevannsforskriften [271] og vannforskriften [269].

Erfaring har vist at energibrønner er mer robuste enn drikkevannsbrønner. Dette skyldes nok at drikkevannsbrønner har et vesentlig høyere vannforbruk og er mer sårbare for endringer i vannkvalitet. Det gjennomføres vanligvis ikke testing og prøvetaking av energibrønner, med mindre det er mistanke om at tiltaket påvirker ytelseevnen til brønnen.

15.8.3 Hydraulisk konduktivitet og kornfordeling

Den kanskje aller viktigste parameteren når det gjelder grunnvannsstrømning er den hydrauliske konduktiviteten, eller ledningsevnen. Verdien sier noe om hvor enkelt vann strømmer gjennom et porøst medium som jord eller berg. I geoteknisk litteratur blir verdien vanligvis referert til som «permeabilitetskoeffisienten» og vil kunne bestemmes ved hjelp av et kontinuerlig ødometerforsøk. Benevnelse er m/s. For å bestemme strømning inn mot en byggegrop, rundt en spuntvegg eller innlekkasje inn i en løsmassetunnel er det helt nødvendig å kjenne til den hydrauliske konduktiviteten. Verdien avhenger både av egenskaper til det porøse mediet og egenskaper til væsken som tetthet og viskositet. Væskens egenskaper er temperaturavhengig, men for de aller fleste geotekniske problemstillinger betraktes vann med kun små temperaturvariasjoner. Typiske verdier på hydraulisk konduktivitet for ulike jordarter er gitt i [tabell 15.8.3—1](#).

Tabell 15.8.3—1 — Typiske verdier for hydraulisk konduktivitet

Sediment	Hydraulisk konduktivitet (m/s)
Leire	10^{-11} – 10^{-8}
Silt, sandig silt, leirig sand	10^{-8} – 10^{-6}
Siltig sand, finsand	10^{-7} – 10^{-5}
Godt sortert sand	10^{-5} – 10^{-3}
Godt sortert grus	10^{-4} – 10^{-2}

Den hydrauliske konduktiviteten varierer vanligvis i ulike retninger og vil kunne være større horisontalt enn vertikalt på grunn av lagdeling og avsetningsforhold.

Det finnes flere empiriske formler for å beregne hydraulisk konduktivitet basert på kornfordeling. Her går vi gjennom noen av disse. Det er viktig å være klar over at slike formler gir grove overslag. Det anbefales at det derfor legges størst vekt på beregnet størrelsesorden og ikke selve tallverdien. Det anbefales også å bruke flere formler for å se på variasjonen.

En formel som brukes ofte er Gustafsons metode jf. Anderson et. al [\[272\]](#). Denne er gitt som:

$$K = E(U)(d_{10})^2 \quad (15.8.3-1)$$

Der:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (15.8.3-2)$$

$$E(U) = 10,2 \cdot 10^6 \cdot \frac{e^3}{1+e} \cdot \frac{1}{g^2(U)} \quad (15.8.3-3)$$

$$e = 0,8 \left(\frac{1}{2 \ln U} - \frac{1}{U^2 - 1} \right) \quad (15.8.3-4)$$

$$g(U) = \frac{1,30}{\log(U)} \cdot \frac{U^2 - 1}{U^{1,8}} \quad (15.8.3-5)$$

En enklere formel som er mulig å benytte for mer velsorterte løsmasser, dvs. løsmasser der:

$$U = \frac{d_{60}}{d_{10}} < 5 \quad (15.8.3-6)$$

er Hazens metode jf. Hazen [\[273\]](#). I formelen over er U graderingstallet og d_{60} og d_{10} kornstørrelsene i en kornfordelingsanalyse med henholdsvis 60 % og 10 % siktegjennomgang. Hazens metode er gitt som:

$$K = 0,01157 \cdot d_{10}^2 \cdot (0,7 + 0,03 \cdot T) \quad (15.8.3-7)$$

Her er T vannets temperatur. Dersom man ikke har målt grunnvannstemperaturen kan man anta en temperatur på rundt 5°C. Da blir leddet i parentes 0,85.

En tredje metode er Kozeny – Carman jf. Carrier [\[274\]](#), metoden har blitt forenklet flere ganger og en versjon er slik:

$$K = \left(\frac{\rho g}{\mu} \right) \left[\frac{n^3}{(1-n)^2} \right] \left(\frac{d_{10}^2}{180} \right) \quad (15.8.3-8)$$

Her er ρ vannets tetthet, g tyngdens akselerasjon, μ dynamisk viskositet og n porøsiteten.

15.8.4 Bestemmelse av hydraulisk konduktivitet ved hjelp av pumpetest

En pumpetest kan benyttes for å få et estimat på hydraulisk konduktivitet i løsmasser. Prinsippet bak en pumpetest er å estimere hydrauliske egenskaper i bakken (akviferen) ved å pumpe grunnvann fra en brønn (pumpebrønn) mens nedsenkningen av grunnvannspotensialet i nærliggende brønner (observasjonsbrønner) måles. Dette gir nedsenkningen i grunnvannsnivå som en funksjon av tiden, som så brukes til å estimere hydrauliske egenskaper som hydraulisk konduktivitet og lagringskoeffisienter via kurvetilpasning.

En av de mest brukte metodene for å beregne hydraulisk konduktivitet via en pumpetest er Theis metoden, jf. Theis [\[275\]](#). Theis viste at for en lukket akvifer som blir pumpet med en konstant pumpehastighet, vil reduksjonen i hydraulisk potensiale multiplisert med magasinkoeffisienten og summert

over influensområdet (området som er påvirket av pumpingen), tilsvare den totale mengden pumpet vann.

$$s = \frac{Q}{4\pi KD} \int_u^\infty \frac{e^y dy}{y} = \frac{Q}{4\pi KD} W(u) \quad (15.8.4-1)$$

$$u = \frac{r^2 S}{4KDt} \quad (15.8.4-2)$$

Hvor r = radiell avstand fra pumpebrønn til observasjonsbrønn, s = nedsenkningen målt i nærliggende observasjonsbrønn (m), Q = konstante pumperaten (m^3/s), KD er akviferens transmissivitet (m^2/s), S er den dimensjonsløse magasinkoeffisienten, $W(u)$ er Theis brønnfunksjon, t = tiden siden starten av pumping.

Hvis man har målinger av s for en eller flere verdier av r og for flere verdier av t , er det via en mulig å estimere S og KD . [Formel \(15.8.4-1\)](#) og [formel \(15.8.4-2\)](#) kan skrives som:

$$\log s = \log\left(\frac{Q}{4\pi KD}\right) + \log(W(u)) \quad (15.8.4-3)$$

$$\log\left(\frac{r^2}{t}\right) = \log\left(\frac{4KD}{S}\right) + \log(u) \quad (15.8.4-4)$$

S kan så plottes mot r^2/t og $W(u)$ mot u i en log-log graf, hvor de to grafene er horisontalt og vertikalt adskilt av konstantene $Q/4\pi KD$ og $4KD/S$, og således kan de to kurvene tilpasses til man får en god overenstemmelse ved å justere konstantene.

Det er i tillegg til Theis metoden utviklet en rekke andre metoder for å estimere hydrauliske egenskaper fra pumpetester for forskjellige grunnvannsystemer. De mest vanlige er «Cooper-Jacob single well» og «Cooper-Jacob recovery». Dette er metoder som bygger direkte på Theis-metoden.

Hydraulisk konduktivitet kan anslås på grunnlag av dissipasjonstest ved CPTU-sondering.

Theis metode forutsetter en homogen og isotrop akvifer med en konstant tykkelse og uendelig utstrekning. I tillegg forutsettes ingen infiltrasjon, at brønnfilteret går gjennom hele det vannførende laget og at grunnvannsspeilet ikke har noen gradient. Selv om flere av disse forutsetningene i praksis ikke er oppfylt regnes metoden som relativ robust.

15.9 Symbolliste

Tabell 15.9—1

Symbol	Forklaring
A	poretrykksparameter
A	tverrsnittsareal
α	kontaktvinkel
β	poretrykksparameter
d_{10}	ekvivalent korndiameter ved 10 % gjennomgang
d_{60}	ekvivalent korndiameter ved 60 % gjennomgang
D	poretrykksparameter
E	summen av alle former for fordampning fra jordens overfalte
e	poretall
Φ	grunnvansspotensialet
g	tyngdens akselerasjon
γ_w	tyngdetetthet av vann
Δh	høydeforskjell
h	stigehøyde/vannhøyde trykkehøyde
h_c	kapillær stigehøyde
H	Lagtykkelse Total trykkehøyde
i	gradient/trykkfall høydeforskjell
ψ	overflatespenning
K	hydraulisk konduktivitet
k	permeabilitetskoeffisient
κ	kompressibilitet
L	lengde
Δl	rutehøyden
l	lengde
μ	dynamisk viskositet
ΔM	endring av volum for alle vannmagasiner
n	porøsitet
N_d	antall potensialfall
N_f	antall strømveier
P	nedbør på overflate
Δp	trykkfall
∇p	trykkgradient
ΔQ	vannmengde pr. tidsenhet
Q	vanntransport/avløp fra jordoverflaten volumstrøm/pumperate

Tabell 15.9—1 (fortsettelse)

Symbol	Forklaring
q	vannmengde pr. tidsenhet (fluksen)
r	radius
R_e	Reynoldstall
S	dimensjonsløse magasinkoeffisienten
s	Nedsenkningen i obeservationsbrønn
ρ	fluidets densitet/tyngdetetthet
ρ_w	densitet vann
ρ_l	densitet luft
σ	totalspenning bæreevne
σ'	effektivspenning
T	vannets temperatur
t	tid
u	poretrykk
U	graderingstall
Δu	poreovertrykk
ν	kinematisk viskositet
V	væskens hastighet
$W(u)$	Theis brønnfunksjon

16 Jordskjelv

16.1 Innledning

Eurokode 8 del 1 til del 6 er den gjeldende europeiske standarden for dimensjonering av byggverk med hensyn til jordskjelvbelastning, hvor Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#) omhandler blant annet jordparametere, fundamenter, støttekonstruksjoner, grunnforhold og analysemetoder.

Geoteknisk prosjektering for statiske belastninger gir et godt utgangspunkt for stabilitet mot jordskjelv, men enkelte spesielle forhold er nødvendig å inkludere i tillegg for å ivareta sikkerheten for seismisk påvirkning. En viktig karakteristikk ved jordskjelv er at det vil kunne ramme en hel region, slik at man vil kunne få mange skader samtidig. Det er derfor behov for robust infrastruktur med fungerende gjennomfartsårer for rednings- og opprydningsarbeid etter et jordskjelv.

Samferdselsanlegg som veg, fyllinger, skjæringer og andre jordkonstruksjoner generelt er ikke nevnt i Eurokode 8 del 1 til del 6. Det har derfor oppstått et behov for å komme med anbefalinger om når det er nødvendig å ta hensyn til jordskjelv ved prosjektering av veganlegg.

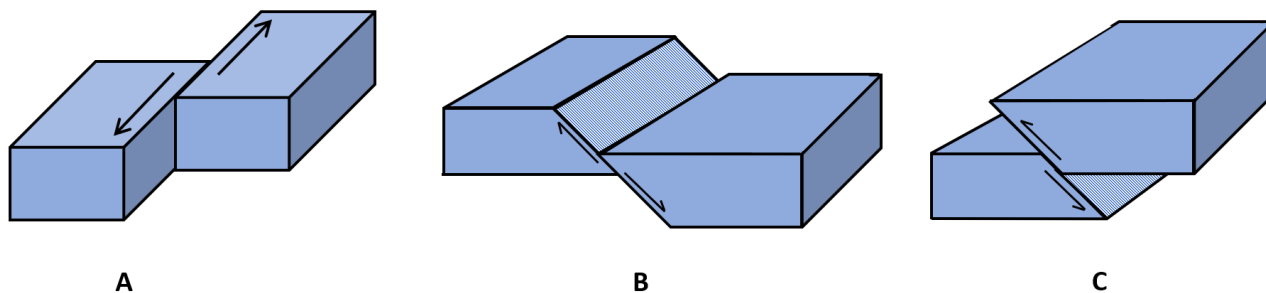
Dette kapittelet gir en bakgrunn om hva et jordskjelv er og jordskjelvaktivitet i Norge, hvilket regelverk som gjelder, hvordan man tar hensyn til seismisk påvirkning i geoteknisk prosjektering og litt om de ulike analysemetoder som finnes. Kapittelet gir også anbefalinger for når det er behov for å utføre jordskjelvberegninger ved prosjektering av veganlegg, både for permanente konstruksjoner samt vegstrekninger imellom slike permanente konstruksjoner.

I tilfeller hvor det viser seg at jordskjelvberegninger er nødvendig vises det til Statens vegvesen rapport nr. 1009 [\[194\]](#) og Eurokode 8 - del 1 [\[217\]](#) for nærmere beskrivelse av hvordan dette utføres.

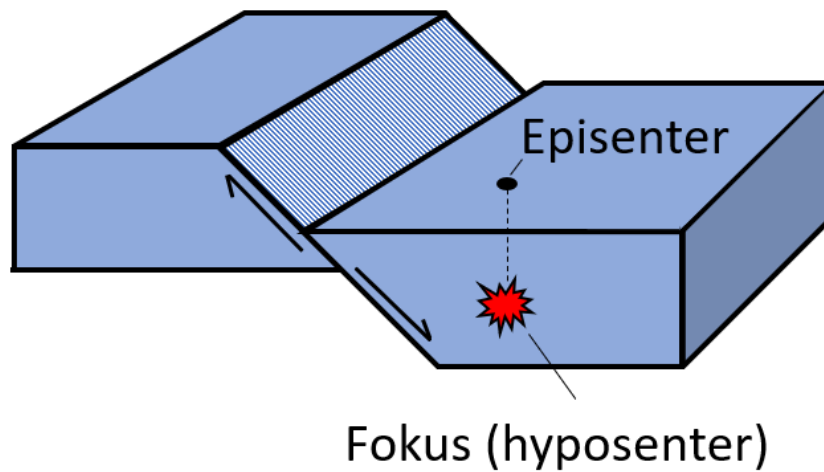
16.2 Hva er et jordskjelv

Jordskjelv oppstår i de fleste tilfeller der jordskorpen allerede har en sprekk og de to flatene i sprekken glipper brått fra hverandre fordi skjærspenningen blir for stor. Selve sprekken der bevegelsen skjer kalles en forkastning, se [figur 16.2–1](#) for ulike forkastningstyper. Jordskjelv vil også kunne oppstå i det nye forkastninger dannes i jordskorpen.

Punktet på en forkastning der bruddet starter kalles *fokus* eller *hyposenter*, mens punktet på jordoverflaten som ligger rett over kalles *episenter*, se [figur 16.2–2](#). I det bruddet inntreffer starter dette en bevegelse med en hastighet på flere kilometer per sekund fra hyposenteret utover langs forkastningen til mesteparten av spenningene er utløst og bevegelsen stopper opp.



Figur 16.2–1 — Forkastningstyper A: Sidelengsforkastning, B: Normalforkastning, C: Reversforkastning



Figur 16.2—2 — Lokasjon av fokus og episenter

[Figur 16.2—3](#) viser Stuoragurra-forkastningen i Masi i Finnmark. Denne forkastningen er dannet av et jordskjelv som trolig skjedde for ca. 6300 år siden og som antas å være det største jordskjelvet vi har hatt i Norge. Sporene etter jordskjelvet synes tydelig i landskapet den dag i dag. Forkastningen er opptil syv meter høy og åtte mil lang.



Figur 16.2—3 — Stuoragurra-forkastningen på Finnmarksvidda (Foto: Odleiv Olesen, NGU)

Forskjelv og etterskjelv

Mindre jordskjelv skjer noen ganger i forkant av et større jordskjelv, dette kalles for *forskjelv*. Mindre jordskjelv, såkalte *etterskjelv*, vil kunne oppstå flere timer, dager og måneder i etterkant av større jordskjelv. Etterskjelv er vanligvis mindre enn hovedskjelvet, dvs. mindre spenninger utløses.

16.2.1 Styrke på jordskjelv

Styrken på et jordskjelv er avhengig av omfanget av bruddet langs forkastningen og angis vanligvis med begrepet *Magnitude*. For jordskjelv som er godt merkbare (f.eks. Magnitude 4-5 som vil kunne være representativt i Norge) vil bruddet kunne være noen kilometer bredt (og med en 10-20 cm forskyvning). Ved store jordskjelv med magnitude rundt 7 vil bruddets bredde være flere titalls km.

Magnitude

Magnitude er et tall som sier noe om den relative størrelsen til et jordskjelv, eller mengde energi som frigjøres av et jordskjelv, og måles ved maksimalutslag på en seismograf. De ulike magnitudemetodene bruker forskjellige deler av registrerte data og dette vil kunne medføre til at man vil kunne ha forskjellige magnituder for ett og samme jordskjelv. De mest brukte magnitudemetodene har vært Richter-magnitude (M_L) og Overflatemagnitude (M_S). Magnitudeskalaen er logaritmisk, og hvert trinn tilsvarer en økning i energi med en faktor på ca. 31.

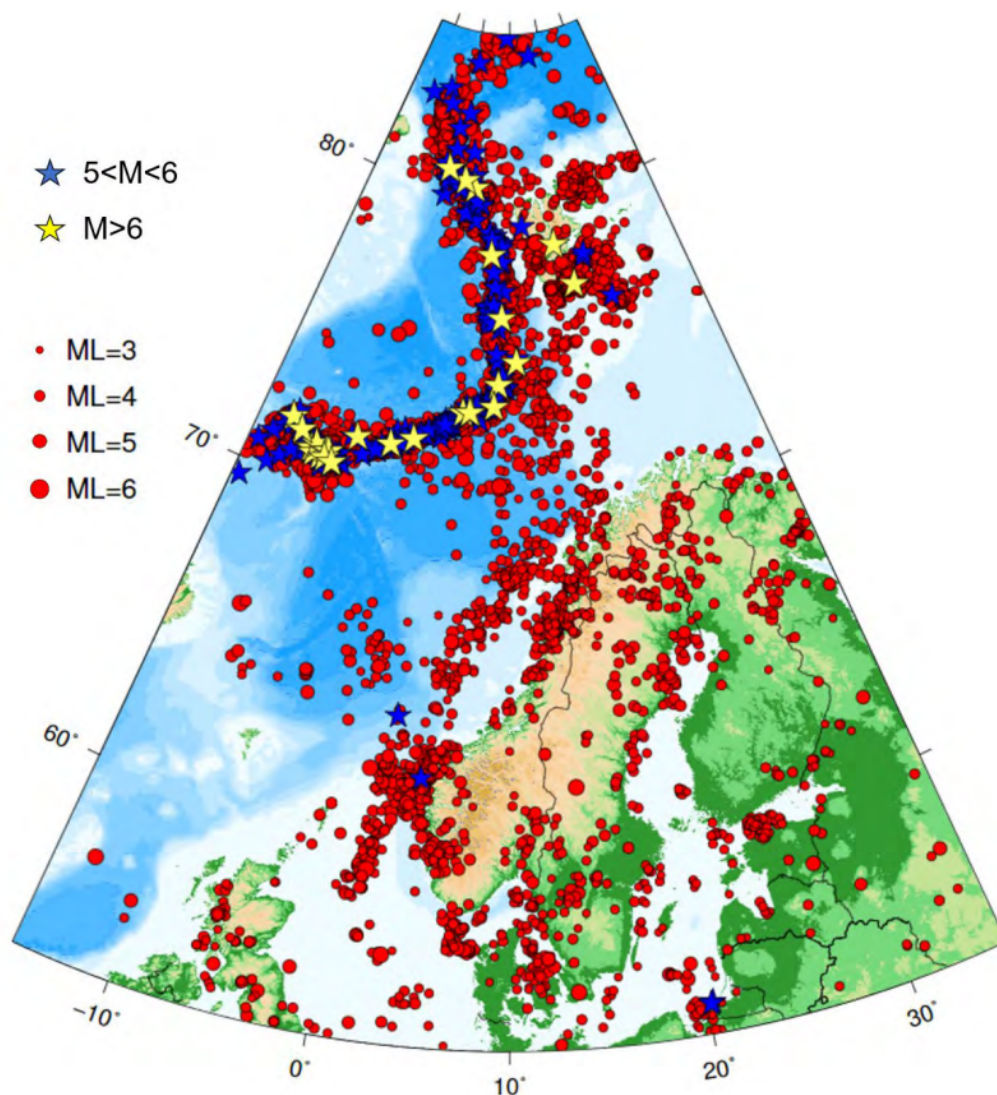
I vitenskapelig sammenheng er Richters skalaen i stor grad erstattet av andre metoder. Dette på grunn av at Richters skalaen ikke er egnet til å angi styrken til jordskjelv med magnitude over ca. 5, eller jordskjelv mer enn ca. 1000 km fra målepunktet fordi forutsetningene som ligger til grunn for beregningene ikke er gyldige for store jordskjelv og avstander. Fra tidlig på 80-tallet ble det vanlig å angi jordskjelvets styrke i Momentmagnitude (M_W). Denne magnitudeverdien er sammenlignbar med andre magnitudeverdier og gir ofte omtrent samme tall som Richters skala for typiske jordskjelv med middels styrke.

Momentmagnitudo beregnes ut ifra jordskjelvets utløste energi og gir et konsistent mål på styrke for jordskjelv uavhengig om de er små eller store.

16.3 Jordskjelvaktivitet i Norge

Jordskjelvaktiviteten i Norge regnes som generelt lav. Kartet i [figur 16.3—1](#) viser registrerte jordskjelv fra 1980 til 2017 og gir et inntrykk av jordskjelvaktiviteten i Norge og forskjellene mellom landsdelene. Det mest kjente er «Osloskjelvet», med estimert styrke på 5,4 (Richters skala) som inntraff i Oslofjorden 23. oktober 1904. Større jordskjelv har skjedd i Norge, men disse er da særlig forbundet med plateaktiviteten mellom den nordamerikanske kontinentalplaten og den eurasiske kontinentalplaten. For eksempel, inntraff et jordskjelv på styrke 5,9 (Richters skala) i Storfjorden på Svalbard i februar 2008. På nettsiden til Norsk Nasjonalt Seismisk Nettverk (NNSN), (www.skjelv.no) [\[276\]](#) finner man informasjon om monitorering, seneste jordskjelv og lenke til nyttige data og rapporter.

Mindre jordskjelv, som ikke merkes av mennesker skjer daglig, men registreres av seismiske målestasjoner. På Fastlands-Norge registreres flest jordskjelv utenfor kysten av Vestlandet. Mindre aktivitet observeres også langs Nordlandskysten og Eggakanten, rundt Oslofjorden og utenfor Vest-Agder. Det er også mindre aktivitet observert på norsk sokkel, mens det sør og vest for Svalbard er høyere aktivitet på grunn av den Midt-Atlantiske spredningsakse.



Figur 16.3—1 — Jordskjelv registrert i Norge fra 1980 til 2017 (Modifisert etter Ottemöller et al. [\[277\]](#))

Returperiode

Jordskjelv betraktes som en unormal naturlast jf. vegnormal [N400:2025, 5.13 \[9\]](#). Derfor utføres jordskjelvprosjektering med en pre-definert forventet returperiode som er en estimert gjennomsnittlig tid mellom hendelser. Returperiode er også kjent som gjentakelsesintervall og er et estimat av sannsynligheten for en hendelse i et gitt tidsrom. En måte å kvantifisere disse uforventede naturlastene på er med returperioder. Den vanlige returperioden i de fleste standarder er 475 år.

Et jordskjelv med returperiode 475 år tilsvarer 10 % sannsynlighet for overskridelse på 50 år. Dette betyr at for en 50 års periode er det 10% sannsynlighet for å få et jordskjelv med minst like stor akselerasjon gitt i tabeller for seismiske soner i Eurokode 8 – del 1 [\[217\]](#). Dette vil kunne tenkes som ett jordskjelv hvert 500 år. 475 år er basisreturperiode for vanlige konstruksjoner. For mer kritiske konstruksjoner brukes høyere returperioder (med tilsvarende høyere akselerasjoner). I Eurokode 8 – del 1 [\[217\]](#) er høyere returperioder for konstruksjoner tatt vare på ved hjelp av seismisk faktor γ_I , som er avhengig av seismisk klasse.

16.4 Grunnakselerasjon, grunntyper og elastisk responsspektrum

Grunnakselerasjon

Belastningen på konstruksjoner, fyllinger etc. i forbindelse med et jordskjelv skyldes grunnakselerasjonen.

Ved et jordskjelv propageres rystelsene gjennom grunnen, og dermed har løsmassenes egenskaper og dybde stor betydning for de seismiske lastvirkningene. Når grunnforholdene vurderes med hensyn til seismiske lastvirkninger anbefaler Eurokode 8 – del 1 [\[217\]](#) å basere seg på de øverste 30 meterne av løsmassene fra terreng, da det viser seg at det er disse øverste lagene som har størst påvirkning på de seismiske lastvirkningene.

Jordskjelvpåvirkning på fasthetsparametere

Mettede løsmasser (av leire, silt og sand) oppfører seg udrenert under jordskjelv. Den mest relevante fasthetsparameteren for leire er syklisk udrenert skjærfasthet, c_u , som justeres ved å ta hensyn til både belastningshastigheten (rate effekt) og nedbryting av fasthet (degradering) på grunn av jordskjelvets sykliske laster.

For silt og sand er den mest relevante parameteren syklisk udrenert skjærfasthet, $\tau_{cy,u}$, som bestemmes ved å ta hensyn til mulig oppbygging av poretrykk.

Belastningshastigheten har en positiv effekt på leiras skjærfasthet (dvs. øker skjærfastheten). Poretrykk derimot reduserer skjærfasthet av både leire, silt og sand. I leire er det ofte slik at de positive og negative effekter kan oppheve hverandre. Jordskjelvpåvirkning på fasthetsparametere er detaljert beskrevet i Statens vegvesen rapport nr. 1009 [\[194\]](#).

Grunntyper

Ulike grunntyper for jordskjelvberegninger er angitt i Eurokode 8 – del 1 [\[217\]](#). Grunntypene A, B, C, D og E samt de spesielle grunntypene S_1 og S_2 er definert i det nasjonale tillegget til Eurokode 8 – del 1 [\[217\]](#).

Grunntype velges ut ifra den gjennomsnittlige skjærbølgehastigheten ($v_{s,30}$) i de øverste 30 meterne av løsmassene. Alternativt vil man kunne bruke verdien av den gjennomsnittlige udrenerte skjærfastheten ($C_{u,30}$) i de øverste 30 meterne. For veiledning til valg av grunntype vises det til Statens vegvesen rapport nr. 1009 [\[194\]](#).

Elastisk responsspektrum

Den seismiske lastvirkningen tas hensyn til ved bruk av elastiske responsspektre eller virkelige/kunstige akselerasjonstidsserier. Tidsseriene skal oppfylle kravene i Eurokode 8 – del 1 [\[217\]](#). Horisontalt og

vertikalt elastisk responsspektrum til bruk i Norge for grunntype A til E samt S_1 og S_2 er gitt i nasjonalt tillegg i Eurokode 8 – del 1 [217].

Der hvor en konstruksjon står på varierende grunnforhold med forskjellige grunntyper, og hvor det ikke utføres noen spesielle analyser av grunnens respons, legges den mest konservative grunntypen til grunn ved analyser. Hvis minst 75% av konstruksjonen (med kontinuerlig fundament) står på berg og resten på løsmasser, vil grunntype A kunne benyttes.

16.5 Seismisk påvirkning ved geoteknisk prosjektering

16.5.1 Regelverk for prosjektering av jordskjelv i Norge

Eurokode 8 del 1 til del 6 er den gjeldende europeiske standarden for dimensjonering av byggverk under jordskjelvlast. Denne standarden gir føringer for input i dynamiske beregninger og hvordan slike beregninger utføres.

Til tross for at Eurokode 8 – del 1 [217] er ganske omfattende er det en del aspekter som trenger nærmere beskrivelse for å gjøre det mulig å bruke standarden ved geoteknisk prosjektering for veganlegg. Dessuten krever de spesielle geotekniske forholdene i Norge noe tilpasningsarbeid av standarden. Det er derfor utarbeidet en rapport, Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194]. Anbefalingene er hovedsakelig basert på allmenne regler og spesielle krav i relevante deler av Eurokode 8 - del 1 [217] og del 5 [5] med tilhørende Nasjonale Tillegg (NA). Rapporten er først og fremst tenkt som et hjelpemiddel og supplement til Eurokoden for geoteknikere som jobber med praktisk prosjektering og planlegging av veganlegg og jordkonstruksjoner, men er også ment å gi nyttig informasjon til konstruksjonsingeniører. Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194] presenterer forklarende beskrivelser til relevante krav i Norge og gir veiledning om forenklete metoder og formler for vanlig prosjektering der det er krav til jordskjelvberegninger.

16.5.2 Regelverk for vegbygging

Seismiske påvirkninger

I vegnormal [N400:2025, Krav 5.13—1 \[9\]](#) står det at: «For konstruksjoner som er lokalisert over, under eller langs veg som er av større samfunnsmessig betydning enn selve konstruksjonen, skal vegen bestemme valg av seismisk klasse for konstruksjonen.»

For valg av seismisk klasse for øvrige konstruksjoner vises det til Eurokode 8 – del 1 [217].

Analysemetode for bruer

I vegnormal [N400:2025, Krav 5.13—2 \[9\]](#) stilles det ikke krav om seismisk analyse for bruer som i henhold til tabell NA.2(904) i Eurokode 8 – del 2 [278] er klassifisert som kategori 0.

Dimensjonerende lastvirkning

For beregninger av seismisk situasjon vises det til vegnormal [N400:2025, Krav 6.2.6—1 \[9\]](#), hvor faktoren $\Psi_{2,i}$ for trafikklasten settes lik 0,5, mens $\Psi_{2,i}$ settes lik 0,0 for øvrige variable laster. Dersom konstruksjonen forutsettes stengt i skadet tilstand, vil trafikklast kunne utelates fra lastkombinasjonen.

Permanente konstruksjoner

Permanente konstruksjoner (bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner), skal iht. vegnormal [N400:2025, Krav 6.2.6—1 \[9\]](#) prosjekteres for seismiske laster. Det anbefales også å kontrollere jordskjelvstabilitet for tilløpsfyllinger, vegfyllinger og skråninger der et brudd vil kunne påvirke konstruksjonen direkte.

Veg mellom permanente konstruksjoner

For veg mellom permanente konstruksjoner skal seismisk klasse fastsettes (i samråd med byggherren) basert på vurdering av konsekvens ved et eventuelt jordskjelv, jf. vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.6—2 \[1\]](#), se også nærmere omtale i [kapittel 16.5.3](#).

16.5.3 ROS-analyse for jordskjelv

For veg mellom permanente konstruksjoner skal seismisk klasse fastsettes (i samråd med byggherren) basert på vurdering av konsekvens ved et eventuelt jordskjelv, jf. vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.6—2 \[1\]](#).

En ROS-analyse for den aktuelle vegstrekningen vil belyse om det er behov for dimensjonering for jordskjelv utover kravene som stilles til konstruksjoner. Som en del av vurderingen er det nødvendig å se på seismiske klasser til de permanente konstruksjonene langs vegstrekningen og om det finnes gode omkjøringsmuligheter. I vurderingen tas det med om det er fare for at et jordskjelv vil kunne skade vegen og om samfunnskonsekvensen ved en ødelagt veg er stor. Ved gode omkjøringsmuligheter og lav samfunnskonsekvens kan man vurdere lavere seismisk klasse. For å vurdere skadekonsekvensen for en vegstrekning mellom konstruksjoner henvises det til [tabell 1.1.1—1](#) i [kapittel 1](#) i denne veiledningen som gir veiledning til valg av konsekvensklasser relatert til vegbygging.

Seismisk påvirkning vil likevel kunne utelates dersom ett av kriteriene for utelatelse i Eurokode 8 - del 1 nasjonalt tillegg, NA.3.2.1(5) er oppfylt. Dersom seismisk klasse I eller andre utelatesekriterier er oppfylt vil det ikke være behov for seismiske beregninger. I alle andre tilfeller utføres det seismiske beregninger.

16.5.4 Grunnakselerasjon i Norge – seismiske soner

Eurokode 8 - del 1 [\[217\]](#) nasjonalt tillegg, gir tabeller for berggrunnens akselerasjon (a_{gR}) med en returperiode på 475 år for hver enkelt kommune.

Dersom det anvendes andre ytelser/metoder enn hva som er angitt i TEK17 [\[132\]](#) eller Eurokode 0 [\[2\]](#) krever både forskrift og Eurokode at det skal dokumenteres at de alternative ytelsene/metodene oppfyller funksjonskravene på minst samme nivå som forventes ved bruk av forskrift og Eurokodene.

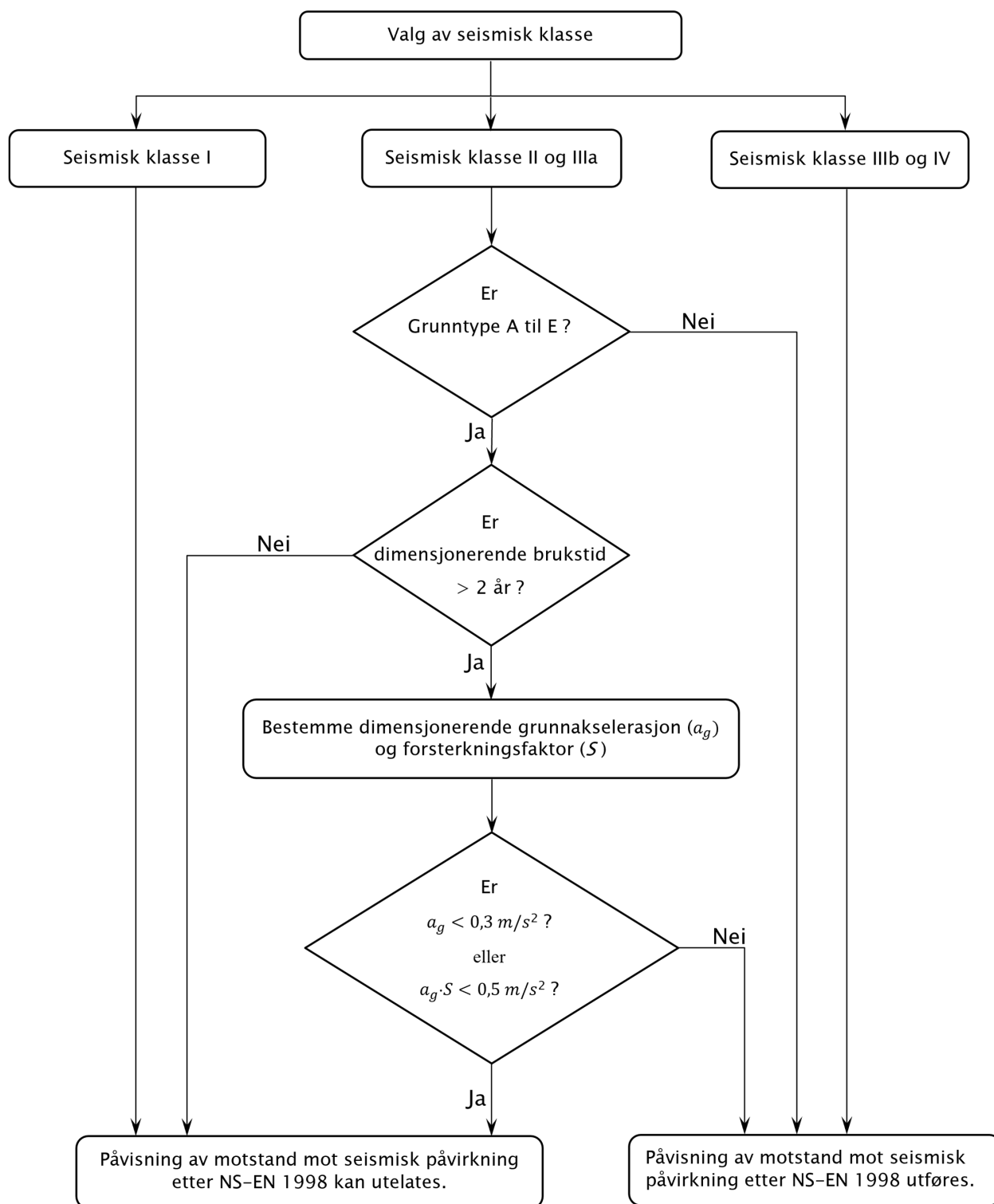
16.5.5 Kriterier for utelatelse av seismisk påvirkning

I Eurokode 8 – del 1 [\[217\]](#) nasjonalt tillegg, NA.3.2.1(5) er det angitt ulike kriterier for utelatelse av seismisk påvirkning. Og siden Norge har områder med svært lav seismisitet vil flere kriterier for utelatelse kunne komme til anvendelse.

Eurokode 8 – del 1 [\[217\]](#) angir fem kriterier hvor påvisning av motstand mot seismisk påvirkning kan utelates for konstruksjoner i seismisk klasse I-IIIa, mens det for seismisk klasse IIIb og IV alltid kreves påvisning av tilstrekkelig sikkerhet for seismisk påvirkning.

16.5.6 Fremgangsmåte for å bestemme om det er nødvendig å ta hensyn til seismisk påvirkning

For veg mellom permanente konstruksjoner vurderes det i forbindelse med Risiko og sårbarhetsanalyse (ROS-analyse) om jordskjelv er en aktuell problemstilling for den planlagte vegstrekningen jf. [Kapittel 16.5.3](#). Under er det gitt en «steg for steg» beskrivelse i hvordan man går frem for å kontrollere om påvisning av motstand mot seismisk påvirkning kan utelates. Det er fem kriterier og de er gitt i punkt 1-7 nedenfor. Med unntak av punkt 6 er dette vist i [figur 16.5.6—1](#).



Figur 16.5.6—1 — Flytskjema for å vurdere om påvisning av motstand mot seismisk påvirkning etter NS-EN 1998 kan utelates

1) Valg av seismisk klasse:

Veiledende tabell for valg av seismisk klasse (I til IV) for en rekke konstruksjoner inklusiv veg- og gangbruer er gitt i Eurokode 8 - del 1 [217]. Geotekniske konstruksjoner skal ha samme seismisk klasse som konstruksjonen de støtter iht. vegnormal [N200:2024, Krav 1.4.6—1](#) [1]. For eksempel, en skråning under et landkar til en bru gis samme seismisk klasse som brua.

I henhold til Eurokode 8 – del 1 [217] tilsvarer seismisk klasser for bygninger omtrent konsekvensklasser/pålitelighetsklasser definert i Eurokode 0 [2].

Påvisning av motstand mot seismisk påvirkning kan utelates for konstruksjoner i seismisk klasse I.

1) **Bestem grunntype A-E:**

Grunntype (A til E og S_1 og S_2) er definert i Eurokode 8 - del 1 [217], hvor det gis en beskrivelse av stratigrafisk profil og parametere som benyttes for bestemmelse av grunntyper. Utfyllende informasjon finnes i kapittel 3 i Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194]. For bestemmelse av jordparametere henvises det til kapittel 2 og kapittel 3 samt kapittel 4 i Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194].

1) **Bestem dimensjonerende grunnakselerasjon a_g**

Seismisk faktor γ_I er gitt i Eurokode 8 – del 1 [217] og er avhengig av seismisk klasse.

I NA til Eurokode 8 – del 1 [217] er det gitt tabeller for kommuner i alle fylker i Norge. Benytt tabellene til å bestemme referansespissverdien for berggrunnens akselerasjon a_{gR} for gjeldende prosjektområde.

Dimensjonerende grunnakselerasjon a_g er lik a_{gR} multiplisert med seismisk faktor γ_I .

$$a_g = a_{gR} \times \gamma_I \quad (16.5.6-1)$$

Påvisning av motstand mot seismisk påvirkning kan utelates for konstruksjoner der grunntype er A-E med $a_g \leq 0,30 \text{ m/s}^2$

1) **Bestem forsterkningsfaktor S**

Forsterkningsfaktor, S , er avhengig av grunntype og er gitt i tabell 3.3 i Eurokode 8 - del 1 [217] for grunntype A til E, og er angitt i tabell NA3.3 i Eurokode 8 - del 1 [217] for grunntype S_1 og S_2 .

Hellende terreng vil kunne være mer utsatt for forsterkning enn flatt terreng. Eurokode 8 - del 5 [216] foreslår at elastisk responsspektrum, for terreng med høyder over 30 meter og helning større enn 15° , multipliseres med en topografisk forsterkningsfaktor S_T , jf. Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194].

Påvisning av motstand mot seismisk påvirkning kan utelates for konstruksjoner der grunntype er A til E og med beliggenhet der grunnakselerasjon inklusiv grunnforsterkning tilfredsstiller $a_g \cdot S \leq 0,50 \text{ m/s}^2$.

1) **Dimensjonerende brukstid**

Påvisning av motstand mot seismisk påvirkning kan utelates for konstruksjoner der grunntype er A til E med en dimensjonerende brukstid mindre enn eller lik 2 år.

1) **Dimensjonerende spektrum S_d**

Påvisning av motstand mot seismisk påvirkning kan utelates for konstruksjoner der dimensjonerende spektrum $S_d \leq 0,50 \text{ m/s}^2$ og med følgende krav:

- a) konstruksjonsfaktor $q \leq 1,5$
- b) stivheten til konstruksjoner i betong og mur fastsettes uten opprissing
- c) konstruksjonen skal beregnes med en konservativ antagelse av stivhet i grunnen

Konservativ antagelse av stivhet i grunnen kan gjøres ved å vurdere både halvert og dobbel stivhet av antatt stivhet.

Konstruksjonsfaktor q er beskrevet i Eurokode 8 – del 1 [217]. Dette punktet er ikke medtatt i flytskjema i figur 16.5.6-1.

1) **Når kriterier for utelatelse i Eurokode 8 – del 1 ikke er oppfylt:**

Dersom kriterier for påvisning av motstand mot seismisk påvirkning ikke er oppfylt, eller konstruksjonen er i seismisk klasse IIIB eller IV skal det i henhold til Eurokode 8 – del 1 [217] prosjekteres og

dokumenteres tilstrekkelig sikkerhet mot seismisk påvirkning, se [kapittel 16.5.5](#). For nærmere beskrivelse av hvordan jordskjelvberegninger utføres vises det til Statens vegvesen rapport nr. 1009 [\[194\]](#).

16.6 Analysemetoder

Geotekniske beregninger med jordskjelvlaster kan utføres med ulike metoder som har forskjellige detaljeringsgrader for input parametere. Disse metodene er beskrevet under med referanse til relevante kapitler i Eurokode. Noen forenklede beregningsmetoder er også foreslått i Annex B, C, E og F til Eurokode 8 – del 5 [\[5\]](#).

Analysemetodene deles generelt i to:

- 1) Pseudo-statistiske analysemetode. I disse metodene setter man statiske horisontale og vertikale laster på jordmassen som tilsvarer en representativ akselerasjon ganger massen av jord sammen med andre relevante laster, slik som vekt, med assosierte materialfaktorer. Eksempler på bruk av denne metoden er ved beregning av skråningsstabilitet og jordskjelvkrefter på støttemurer. Fordelen med denne metoden er at den er enkel å anvende og ofte er det mulig å bruke samme modell som er etablert for vanlige statistiske analyser. Eurokode 8 – del 5 [\[5\]](#) spesifiserer ekvivalente akselerasjoner for skråningsstabilitet og angir også akselerasjoner for analyse av støttemurer med forskjellige funksjoner. Denne metoden brukes både for likevektsberegninger og endelig elementmetodeberegninger.

Detaljer om bruk av metoden for ulike geotekniske problemstillinger er gitt i [kapittel 16.7](#)- [kapittel 16.10](#)

- 1) Dynamisk analysemetode ved hjelp av elementmetodeprogrammer. Disse metodene er mer komplekse og krever en god del kjennskap til modellering, bruk av materialmodeller, randbetingelser, påføring av en akselerasjon ved bunn av modell, valg av akselerasjonstidsserier, osv. Disse metodene er ofte brukt når man ikke klarer å oppfylle kravene til sikkerhet i pseudo-statistiske metoder. Disse metodene har fordelen at de gir et riktig bilde av responsen til jord/konstruksjon samt et godt estimat av forventet forskyvning i jordmasse og krefter på konstruksjoner, slik som støttemurer. Dessuten behøver man ikke å oppfylle minimum sikkerhetsfaktorer så lenge den prosjekterende er fornøyd med at beregnede forskyvninger og krefter er akseptable med hensyn til funksjonaliteten til systemet. En utfordring til i dynamiske analyser er at det er behov for å sjekke stabiliteten etter at jordskjelvet er over (såkalt post-jordskjelv stabilitet). I en slik analyse, kan det være behov for å oppdatere fasthetsparametere til grunnen hvis det viser seg at tøyningene har vært for store. For skråninger kan man også bruke en forenklet dynamisk analyse som heter Newmark blokk modell og få gode estimater av forskyvninger i løpet av et jordskjelv. Denne metoden er enkel å implementere, men dens bruk er begrenset til lange skråninger med hovedsakelig grunne glideflater.

Statens vegvesen rapport nr. 1009 [\[194\]](#) presenterer detaljene av begge metodene samt gjeldende krav og eksempler på anvendelser.

16.7 Skråningsstabilitet

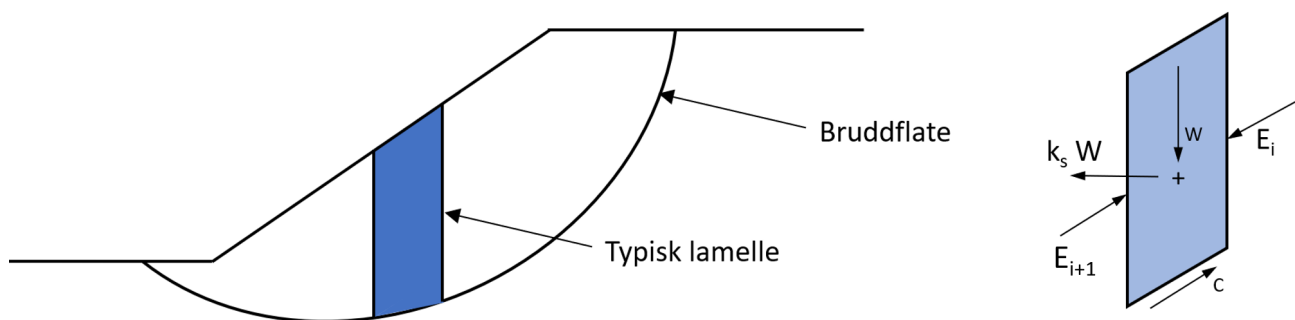
I henhold til Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#) skal skråningsstabiliteten undersøkes når konstruksjoner oppføres på eller like i nærheten av en skråning der mulige glideflater eller mulige laterale deformasjoner i skråningen merkes av konstruksjonen. I tillegg vil det være nødvendig å sjekke skråningsstabiliteten, for vegstreknings mellom konstruksjoner, for seismisk lastpåvirkning der ROS-analysen tilsier det jf. [Kapittel 16.5.3](#).

Beregninger av skråningsstabilitet vil kunne utføres på følgende måter:

- pseudo-statisk analyse
- dynamisk analyse (endelig elementmetode)

Pseudo-statisk analyse

Pseudo-statisk analyse er en forenklet metode for å regne seismisk påkjenning på skråninger. Metoden kan betraktes som førstegangsanalysemetode i flere tilfeller og gir grunnlag for å vurdere behovet for avansert dynamisk analyse. Pseudo-statisk analyse utføres i henhold til prinsippene gitt i kapittel 11.5 i Eurokode 7 - del 1 [3], hvor det i tillegg til de statiske gravitasjonslastene legges på treghetskrefter fra seismisk påvirkning på både jordmasser og andre masser støttet av skråningen. De seismiske lastene defineres som statiske tilleggslaster med en horisontal- og vertikalkomponent F_H og F_V som følger, se også figur 16.7—1.



Figur 16.7—1 — Typisk lamelle med statiske tilleggslaster fra jordskjelv

$$F_H = 0,5 \times \alpha \times S \times W \quad (16.7—1)$$

$$F_V = \pm 0,33 \times F_H \quad (16.7—2)$$

MERKNAD hvor

$$\alpha = a_g/g$$

S = forsterkningsfaktor

Med $\pm$ i [formel \(16.7—2\)](#) menes det at det er behov for å vurdere vertikal akselerasjon i begge retninger og velge det tilfellet som gir lavest partialfaktor. Sikkerhetsfaktor beregnet med Pseudo-statisk metode evalueres mot krav for seismisk situasjon (Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194]).

Eurokode 8 - del 5 [5] fraråder å bruke pseudo-statisk metode for jordarter som vil kunne utvikle høye poreovertrykk og dermed redusert stivhet under jordskjelvbelastning. For konstruksjoner med seismisk faktor $Y_1 > 1,0$ skal det ifølge Eurokode 8 - del 5 [5] øke seismisk påvirkning med topografisk amplifikasjonsfaktor S_T jf. [Kapittel 16.5.6](#). Det vises til Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194] for nærmere beskrivelse av hvordan en pseudo-statisk analyse utføres.

Dynamisk analyse

Dynamiske analyser brukes der pseudo-statiske analyser gir for lav sikkerhet mot brudd. En dynamisk analyse utføres ved en endelig elementmetodemodell av skråningen. Dersom det er en konstruksjon på toppen av skråningen, som vil kunne påvirke responsen til skråningen, tas konstruksjonen eller de deler som samvirker skråningen med i modellen. I tillegg reduseres fasthetsparametere med partialfaktorer i analysene. Det vises til Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194] for nærmere beskrivelse av hvordan en slik dynamisk analyse utføres.

Stabilitet etter et jordskjelv (post-jordskjelv stabilitet)

Et jordskjelv vil kunne påføre store deformasjoner i skråninger, men det vil også kunne resultere i en reduksjon av fasthet på grunn av poretrykksoppbygging. Dersom løsmassenes skjærfasthet reduseres så mye at statiske analyser ikke ivaretar sikkerheten etter et jordskjelv er skråningen å betrakte som ustabil for eventuelle nye jordskjelv (post-jordskjelv stabilitet). Det er viktig å påpeke at faktoren for belastningshastighet («rate-effekt») frafaller ved beregninger av post-jordskjelv stabilitet. Det vises til

Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194] for nærmere beskrivelse av hvordan man utfører en stabilitetsvurdering etter at et jordskjelv har inntruffet.

16.8 Samvirke mellom jord og konstruksjon

Samvirke mellom jord og konstruksjon, som ofte er kalt *soil-structure interaction (SSI)* i faglige dokumenter, resulterer i forlengelse av systemets egenperiode og økning av dempning som i de fleste konstruksjoner fører til reduksjon av påkjenninger under jordskjelv.

I samvirkeanalyser av jord-konstruksjon (også kalt *soil-structure interaction (SSI)*) inkluderer man oftest grunnens fleksibilitet ved hjelp av fjærstivheter. Samvirkeanalyser reduserer i de fleste bygninger seismiske lastvirkningene i konstruksjonsdelene og er derfor fordelaktig ved prosjektering.

Ifølge kapittel 6 i Eurokode 8 – del 5 [5], skal man ta i betraktning jord-konstruksjon samvirke for følgende tilfeller:

- 1) Konstruksjoner der annen ordens ($P-\delta$) effekter er store
- 2) Konstruksjoner med massive eller dyptliggende fundamenter, slik som bropilarer, offshore «caissons» og siloer
- 3) Slanke og høye konstruksjoner, slik som tårn
- 4) Konstruksjoner fundamentert på bløte leirer med gjennomsnittlig skjærbølgehastighet mindre enn 100 m/s (typisk for grunntype S_1)

I beregning av fjærstivheter brukes jordparametere som er compatible med jordens tøyning under jordskjelv. Eurokode 8 – del 5 [5] gir veiledning/kriterier for valg av tøyningssavhengige skjærmodul og dempning i jord for slike beregninger.

For mer detaljert veiledning om SSI henvises det til Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194].

16.9 Støttevegger

Eurokode 8 – del 5 [5] setter krav til prosjektering av støttevegger for påkjenninger fra jordskjelv. Med støttevegger menes både støttemurer i betong og naturstein, permanent spunt, slissevegg og annen type støttevegg jf. vegnormal N400:2025, 1 [9]. Dersom det ikke er mulig å utelate jordskjelvpåkjenninger etter kriterier gitt i kapittel 16.5.5 prosjekteres støttekonstruksjoner med jordskjelvlaster. Generelle krav iht. Eurokode 8 – del 5 [5] for en støttekonstruksjon under og etter et jordskjelv er:

- 1) Støttekonstruksjonen skal fortsatt oppfylle sin funksjon uten signifikante strukturelle skader
- 2) Permanente deformasjoner i form av glidning (bak og under støttekonstruksjon) og velting (på grunn av irreversible deformasjoner) skal være akseptable slik at funksjonelle og estetiske krav fortsatt er oppfylt

Midlertidig spunt behøver ikke sjekkes mot seismisk påvirkning forutsatt at kollaps av midlertidig spunt ikke påvirker eksisterende permanente konstruksjoner jf. NA.4.13 i Eurokode 1 – del 1.6 [279]. En midlertidig konstruksjon er bruer og andre bærende konstruksjoner med dimensjonerende brukstid mindre enn 10 år jf. vegnormal N400:2025, 64 [9] og tabell 2.1 i Eurokode 0 [2].

Seismiske krefter påvirker hovedsakelig aktivt jordtrykk, passivt jordtrykk og egenvekt av støttekonstruksjonen.

For detaljert veiledning om jordskjelvdesign for ankere, tørrmurer og stive konstruksjoner, vises det til Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194].

16.9.1 Analysemetoder

Seismisk respons av en støttekonstruksjon vil på samme måte som stabilitetsanalyser kunne utføres med to analysemetoder:

Pseudo-statisk metode ved bruk av seismiske koeffisienter. Denne type analyser vil kunne utføres på følgende måter;

- 1) Analytiske beregninger (iht. annex E i Eurokode 8 – del 5 [\[5\]](#))
- 2) Beregninger ved likevektsprogrammer (LEM) med pseudo-statistiske koeffisienter
- 3) Beregning ved endelig elementmetode (FEM) med pseudo-statistiske koeffisienter

Detaljert veiledning for bruk av disse metoder er gitt i Statens vegvesen rapport nr. 1009 [\[194\]](#).

Dynamisk analyse ved bruk av elementmetode (tidsdomene FEM). I slike analyser defineres seismiske krefter som en akselerasjonstidsserie. Denne metoden tar hensyn til samvirke mellom jord og konstruksjon og hydrodynamiske effekter fra vann i jord bak og under konstruksjonen. Slike analyser er vanligvis krevende med tanke på seismisk input og dynamiske materialparametere for jord. I tillegg til dette vil slike analyser kunne være komplekse og tidskrevende å utføre og er derfor ikke anbefalt for vanlig prosjektering.

16.10 Fundamenter

Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#) gir allmenne regler for prosjektering av fundamentsystemer. I tillegg til disse reglene gir kapittel 5 i Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#) regler for fundamentering i jordskjelvutsatte områder. Disse tilleggsregler trer i kraft kun i de tilfeller der kriteriene for utelatelse gitt i [kapittel 16.5.5](#) ikke er oppfylt.

Allmenne krav iht. kapittel 5.1 i Eurokode 8 – del 5 [\[5\]](#) er:

- 1) De aktuelle krefter fra konstruksjonen skal bli overført til grunnen uten betydelige permanente deformasjoner iht. kriteriene gitt i kapittel 5.3.2 i Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#)
- 2) Seismisk induerte grunndeformasjoner er compatible med de viktigste funksjonskrav til konstruksjonen
- 3) Fundamenter skal prosjekteres iht. regler gitt i kapittel 5.2 i Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#) og med minimumskrav gitt i kapittel 5.4 i Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#) for å minimere risikoen assosiert med usikkerheten ved seismisk respons.

Veiledning for jordskjelvdesign for ulike type fundamenter er gitt under.

16.10.1 Sålefundamenter

Eurokode 8 – del 5 [\[5\]](#) gir bestemmelser og retningslinjer samt spesielle krav for grunne og nedgravde fundamenter.

Tregghetskrefter forårsaket av konstruksjonsrespons for seismisk påvirkning overføres til grunnen via fundamenter.

Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#) krever at det skal påvises at fundamentsystemet har tilstrekkelig kapasitet både mot bæreevnebrudd og glidning. Ifølge Eurokode 8 – del 5 [\[5\]](#), kan krefter på fundamenter tas opp av i) skjærkraft under fundamentet, ii) friksjon langs sideveggene og iii) passivt jordtrykk begrenset til 30% av fullt mobilisert jordtrykk.

Jordskjelvdesign for fundamenter vil kunne utføres med både analytiske metoder og med avanserte metoder som endelig elementmetode, som tar hensyn til samvirke mellom jord og fundament. For forenklet analytisk beregning vil metoden beskrevet i Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#) kunne brukes.

Fundamentstivheter

Fundamentstivheter brukes i beregninger for å modellere jordoppførsel der det ikke er mulig å modellere jorda ved bruk av geotekniske jordmodeller. Fundamentstivheter kalles ofte fjærstivheter og estimeres ved hjelp av både empiriske formler og numeriske elementmetoder.

For detaljert veiledning om fundamentstivheter henvises det til Statens vegvesen rapport nr. 1009 [\[194\]](#).

16.10.2 Peler og pelegrupper

Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#) kapittel 5.4.2 gir bestemmelser og spesielle krav for prosjektering av peler. Pelefundamenter under jordskjelv utsettes for to typer krefter:

- 1) Tregghetskrefter pga. overliggende konstruksjon. Tregghetskrefter fra konstruksjonen oppstår når konstruksjonen settes i bevegelse av jordskjelv. Kraften beregnes ut fra masse og akselerasjon.
- 2) Kinematiske krefter som oppstår på grunn av deformasjoner i jorden som følge av seismiske bølger.

Kinematiske krefter er uavhengige av tregghetskreftene og genereres også uten noen konstruksjon. Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#) kapittel 5.4.2 spesifiserer tilfeller der man skal ta hensyn til kinematiske krefter, men det er ofte ikke nødvendig å ta hensyn til disse.

Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#) krever også at krefter i peler skal beregnes ved hjelp av analysemetoder som kan ta hensyn til følgende aspekter:

- bøyingsstivhet av peler
- jordreaksjon langs pelen med mulighet for å ivareta effekter av syklisk respons og skjærtøyning i jord
- dynamisk effekter i pelegrupper
- innfestingsforhold av peler i pelehodet

I slike analyser, skal man iht. Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#) ignorere sidestøtte i peler i lag som antas å gå over i flytefase eller få betydelig redusert fasthet under et jordskjelv.

For detaljert veiledning om dimensjonering av peler og pelegrupper for jordskjelvlaster henvises det til Statens vegvesen rapport nr. 1009 [\[194\]](#).

Skråpeler

Skråpeler er en utfordring med tanke på seismisk påvirkning, og det er ikke enighet hvorvidt skråpeler bør benyttes eller unngås i jordskjelvdesign, se Statens vegvesen rapport nr. 1009 [\[194\]](#).

Det anbefales at horisontalkrefter ikke tas opp av skråpeler, men for eksempel av fundamentet som omtalt i [kapittel 16.10.1](#).

Fjærstivheter

Fjærstivheter, kalles også jordfjærer, brukes i statistiske beregninger for å modellere jordens oppførsel der det ikke er mulig å modellere jord ved bruk av geotekniske jordmodeller. Stivhetene til fjærene beregnes ved endelig elementmetode (FEM) analyser, forenklede modeller eller analytiske formler (feks. Annex C i Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#)).

Formlene for å estimere fjærstivheter gitt i Eurokode 8 - del 5 [\[5\]](#) er for fast innspent peletopp og peler med sirkulært og uniformt tverrsnitt. For hybride tverrsnitt, beregnes ekvivalent pelediameter (d) og E-modul for pelematerialet (E_p) ut fra pelens bøyestivhet (EI). I praksis trenger man å beregne stivheter ved hjelp av et program fordi analytiske formler:

- gjelder for idealiserte jordprofiler
- tar ikke hensyn til gruppeeffekt

- tar ikke hensyn til betingelser ved peletoppen
- er ikke gyldig for kompliserte gruppekonfigurasjoner
- representerer «elastiske» forhold, og gir derfor ofte konservative resultater (dvs. høyere krefter i konstruksjonen og pelene)

Disse analytiske formlene vil kunne brukes til kontroll av resultater. For mer detaljer om beregning av fjærstivheter for pelefundamenter henvises det til Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194].

16.10.3 Setninger under syklisk påvirkning

Dersom det finnes grunne lag eller tykke linser av løse kohesjonsløse materialer, skal man iht. Eurokode 8 – del 5 [5] vurdere fare for komprimering av grunnen og store setninger forårsaket av sykliske laster fra jordskjelv.

Ved behov vil grunnforsterkningstiltak kunne iverksettes. For grunnforsterkningstiltak vises det til krav i vegnormal N200:2024, 1.11 [1] og veiledning i V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [47].

16.11 Symbolliste

Tabell 16.11—1

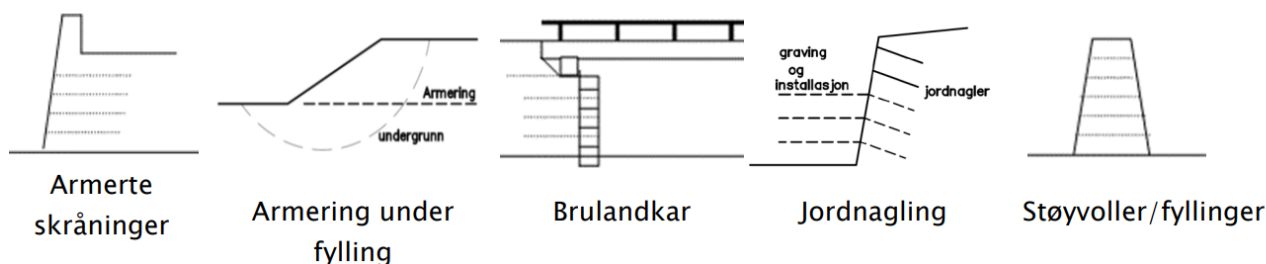
Symbol	Forklaring
$A - E, S_1, S_2$	Grunntyper
a_g	Dimensjonerende grunnakselerasjon for grunntype A
a_{gR}	Referansespissverdi for berggrunnens akselerasjon ($= 0,8 \times a_{g40Hz}$)
c_u	Syklisk udrenert skjærfasthet (Leire)
$C_{u, 30}$	Gjennomsnittlig udrenert skjærfasthet i øverste 30 m
d	Pelediameter
E_p	E-modul pelematerialet
EI	Bøyestivhet
F_b	Horisontalkraft på grunn av jordskjelv
F_v	Vertikalkraft på grunn av jordskjelv
g	gravitasjonskraft
M_L	Richters-magnitude
M_S	Overflatemagnitude
M_w	Momentmagnitude
q	Konstruksjonsfaktor
S	Forsterkningsfaktor avhengig av grunntype
$S_d(T)$	Dimensjoneringsspektrum (for elastisk beregning)
S_T	Topografisk forsterkningsfaktor
$V_{s, 30}$	Skjærbølgehastighet i øverste 30 m
W	Vekt av jord
W_R	Vekt av støttevegg
a	a_g/g
Y_I	Seismisk faktor
$T_{cy,u}$	Syklisk udrenert skjærfasthet (Silt, sand)

17 Armert jord

17.1 Innledning

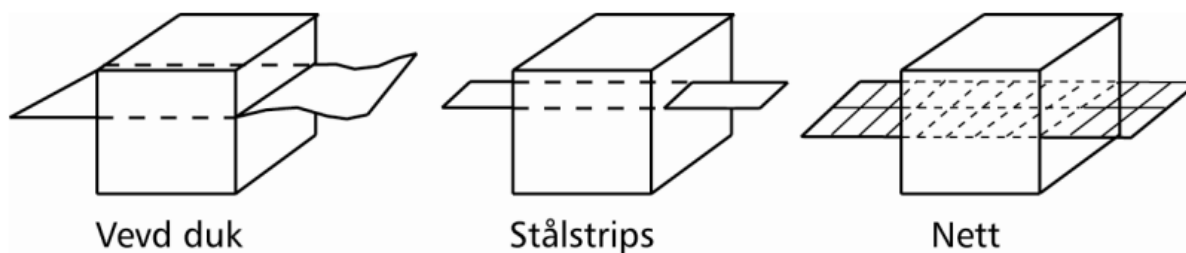
Dette kapittelet omhandler jordarmering i støttekonstruksjoner (landkar, støttemurer osv.), armerte skråninger samt jordnagling. Armering under vegfylling på grunn med liten bæreevne, er ikke tatt med i dette kapittelet. Det henvises til veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [47] for detaljert beskrivelse av metoden.

Siden tidlig på 1980-tallet har flere vegprosjekter blitt utført ved bruk av armert jord. Noen typiske anvendelser av armert jord i geoteknisk sammenheng er vist i [figur 17.1—1](#).



Figur 17.1—1 — Typiske anvendelser av armert jord

Ved bruk av armert jord tas strekkpåkjenninger i jordkonstruksjonen opp av armeringsmaterialer. Stålbånd, stålnett, plastnett og armeringsduk har vært brukt til dette, se [figur 17.1—2](#). Dette kapittelet omhandler jordarmering i støttekonstruksjoner (landkar, støttemurer osv.), armerte skråninger samt jordnagling. Vanlig skråningsvinkel for støttekonstruksjoner av armert jord er mellom 70 - 90 grader. Armerte skråninger har typisk skråningsvinkel mellom 45 - 70 grader.

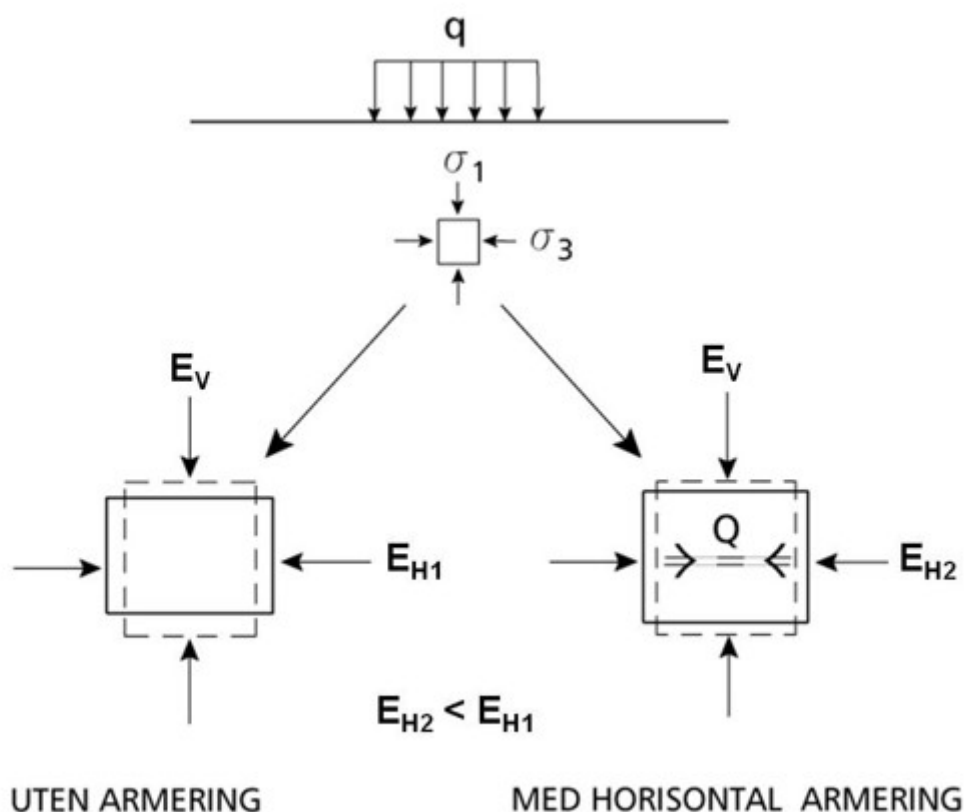


Figur 17.1—2 — Ulike typer armering

17.2 Jordarmering

17.2.1 Hvordan fungerer jordarmering

Jordarmeringens funksjon er å kompensere for jordas manglende strekkstyrkeegenskaper. Ved belastning vil armeringen mobilisere strekkspenninger og slik redusere strekktøyninger og skjærmobilisering i jorden, se [figur 17.2.1—1](#). Armeringen gjør at jordelementet også endrer andre egenskaper blant annet deformasjonsmodul. Om armerings- og heftspenningene (armering/jord) ikke overskrider bruddverdien, vil en armert sone med stiv armering betraktes som stabil.



Figur 17.2.1—1 — Jordarmering -prinsipp (Etter Carlsson [280])

Ved veldig høy strekkstivhet (stål) i armeringen blir kraften i armeringen:

$$Q = K_o \times E_v \quad E_{H2} \rightarrow 0 \quad (17.2.1—1)$$

og ved lavere strekkstivhet (geosyntet) blir kraften i armeringen:

$$Q \rightarrow 0 \quad E_{H2} \rightarrow E_{H1} \quad (17.2.1—2)$$

MERKNAD hvor

K_o = hviletrykkskoeffisient

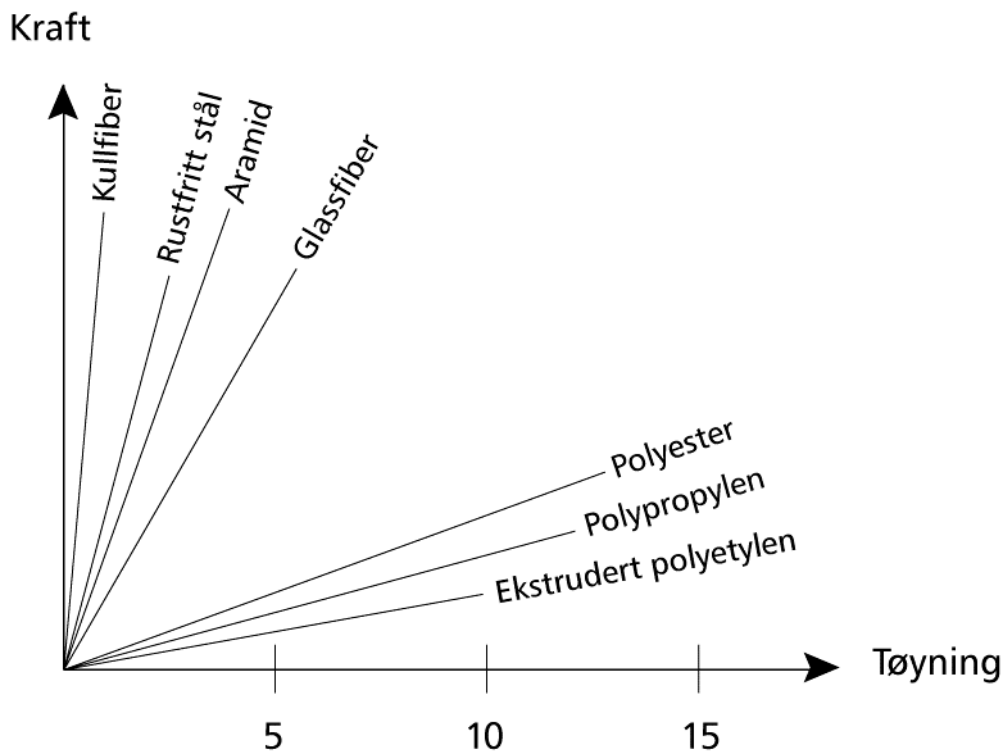
Q = kraft i armeringen

E_v = vertikalkraft

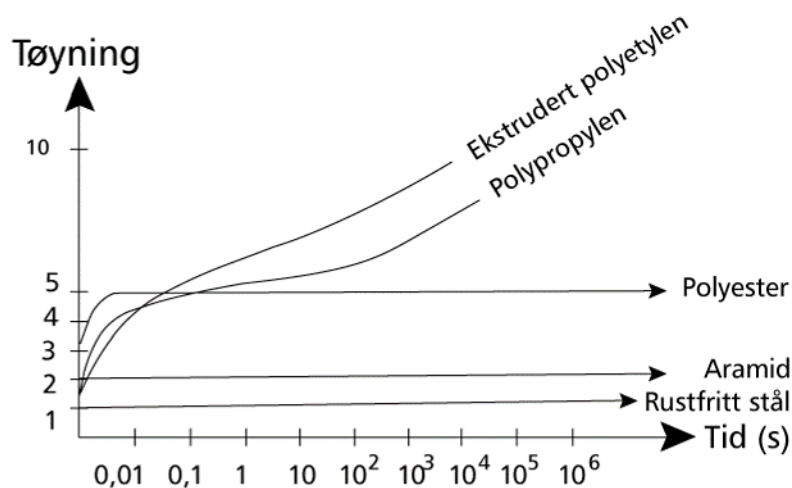
$E_{H1,2}$ = horisontalkraft for henholdsvis uarmert (1) og armert (2) legeme

17.2.2 Armeringsmaterialer

Ulike materialer benyttes som jordarmering. Valg av armeringsmateriale vil være avhengig av blant annet hvilken type konstruksjon som er planlagt, tillatte deformasjoner, kostnader osv. Viktige faktorer for de ulike materialene er forholdet mellom kraftopptak og tøyning som vist på [figur 17.2.2—1](#), forholdet mellom tøyning og tid, dvs. kryp som vist på [figur 17.2.2—2](#) og friksjon / heft mellom armeringsmaterialet og jorda. Tøyning presentert i [figur 17.2.2—1](#) og [figur 17.2.2—2](#) er gitt i prosent (%).



Figur 17.2.2—1 — Typiske kraft / tøyningsdiagram for ulike materialer ved enaksialt strekkforsøk (Etter Carlsson [280])



Figur 17.2.2—2 — Typiske tøyning / tidsdiagram for noen materialer ved 40% bruddlast (Etter Carlsson [280])

Den dimensjonerende kraft, E , som tas opp pga. friksjon mellom armering og jord er avhengig av armeringens overflate og struktur og av det omgivende jordmaterialets egenskaper.

Friksjon mot den ene siden av armeringen gir:

$$\frac{E}{2} = \sigma_V \cdot A \cdot \alpha \cdot \frac{\tan \varphi'}{\gamma_M} \quad (17.2.2—1)$$

MERKNAD hvor

σ_v = vertikalspenning

A = areal (armeringens overflate)

α = samvirkefaktor for friksjon mellom armering og jord, jf. [Kapittel 17.3.1](#)

φ' = jordens effektive friksjonsvinkel

Y_M = partialfaktor for materialfasthet iht. vegnormal [N200:2024](#) [1]

Ved armering med geosynteter er ofte materialets tøyningsegenskaper den begrensende faktoren, det vil si at om tøyningen blir for stor vil deformasjonene til konstruksjonen bli uakseptable. Den totale tøyningen i løpet av konstruksjonens levetid skal ikke overstige 5 % og beregnet tøyning etter byggeperioden skal være < 2 % iht. vegnormal [N200:2024, Krav 5.1.2.2—2](#) [1].

En annen viktig faktor er de ulike materialenes bestandighet, dvs. evnen til å motstå ulike mekaniske, fysiske og kjemiske påkjenninger.

De nordiske geotekniske foreningene utga i fellesskap i 2006 Nordisk håndbok «Armert Jord og Fyllinger» [\[281\]](#). Denne inneholder oppdaterte bestemmelser med hensyn til det som gjelder av krav til armeringsmaterialer og materialprøving. Håndboken er basert på utkast til europeisk standard for armert jord (NS-EN 14475:2006 [\[282\]](#) og jordnagling (NS-EN 14490:2010 [\[209\]](#) og andre gjeldende standarder.

Armeringsmaterialer av plast

For armeringsmaterialer av plast i henhold til NS-EN 13251:2016 [\[283\]](#) skal det for geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter dokumenteres at armeringen har tilfredsstillende egenskaper med hensyn til nedbryting på grunn av klimapåkjenninger, aldring og kjemisk og biologisk nedbryting.

Videre skal det dokumenteres at egenskapene med hensyn på motstand mot skade på grunn av mekanisk påkjenning er tilfredsstillende jf. NS-EN 13251:2016 [\[283\]](#). Alle polymere materialer blir nedbrutt over tid og dette skal tas hensyn til ved dimensjoneringen ved at styrkeegenskapene reduseres med materialfaktorer eller ved at langtids styrkeegenskaper dokumenteres ved egne forsøk jf. NS-EN 13251:2016 [\[283\]](#).

Geosynteter blir nedbrutt ved UV stråling og skal lagres slik at de ikke utsettes for direkte sollys jf. NS-EN 13251:2016 [\[283\]](#).

Armeringsmaterialer av stål

Stålarmering vil være utsatt for korrosjon. Dette tas hensyn til ved valg av materialfaktor ved dimensjoneringen. Korrosjon vil for eksempel kunne tas hensyn til ved at konstruksjonen kontrolleres for redusert ståltvernsnitt.

17.2.3 Dimensjonering og kontroll av armert jord

Dimensjonering av armerte jord-konstruksjoner utføres iht. vegnormal [N200:2024, 5.1.2](#) [1] samt NS-EN 14475:2006 [\[282\]](#). Geoteknisk kategori for slike konstruksjoner velges iht. bestemmelser gitt i vegnormal [N200:2024, 5.1.2](#) [1]. Prosjekteringskontrollklasse (PKK) og utførelseskontrollklasse (UKK) velges basert på valgt geoteknisk kategori iht. [N200:2024, 1.2](#) [1].

Utførelse og kontroll av armerte jord-konstruksjoner skal være iht. NS-EN 14475:2006 [\[282\]](#).

17.3 Partialfaktorer og materialstyrke

17.3.1 Partialfaktorer og omregningsfaktorer

Her skilles mellom partialfaktor for materialfasthet (γ_M) for å ivareta konstruksjonens generelle sikkerhetsnivå i henhold til norske krav og retningslinjer og reduksjonsfaktorer (F_i) eller omregningsfaktorer η_i for å fange opp spesielle forhold for konstruksjoner med armert jord.

$$\eta_i = \frac{1}{F_i} \quad (17.3.1-1)$$

Veiledende omregningsfaktorer for kryp η_1 , anleggskader η_2 og biologisk og kjemisk forvitring η_3 er gjengitt nedenfor. Krav til konstruksjonens generelle sikkerhetsnivå, γ_M , velges iht. vegnormal [N200:2024, 1.4.2 \[1\]](#). Som eksempel nevnes det at for støttekonstruksjoner hvor det benyttes selvdrenerende friksjonsmasser vil dette sortere under "seigt brudd".

Iht. vegnormal [N200:2024, Krav 5.1.2.1-1 \[1\]](#), skal levetiden være minst 100 år. Når det gjelder kryp benyttes omregningsfaktor $\eta_1 = 1,0$ når det fremlegges resultater for karakteristisk langtidstrekkstyrke fra godt dokumenterte langtidskrypforsøk i henhold til NS-EN ISO 13431:1999 [\[284\]](#). Bruk av andre relevante standarder kan også vurderes.

Dersom dokumentasjon av slike krypforsøk ikke foreligger, anbefales det å benytte omregningsfaktorer for kryp η_1 avhengig av polymertype i armeringen, jf. [Tabell 17.3.1-1](#).

Tabell 17.3.1-1 — Omregningsfaktor for η_1 hentet fra Nordisk håndbok «Armert Jord og Fyllinger» [\[281\]](#).

Råmaterialer	Omregningsfaktor η_1
Polyester (PETP)	0,4
Polypropylen (PP)	0,2
Polyamid (PA)	0,35
Polyetylen (PE)	0,2

Når det gjelder andre armeringsmaterialer enn polymer er stål mest anvendt. Her foreligger resultater fra de enkelte produkter. For stål vil $\eta_1 = 0,8$ kunne benyttes (på flytespenningen).

Omregningsfaktor η_2 , for skader under anleggsperioden, velges på basis av erfaringsverdier dersom det ikke dokumenteres resultat fra spesifikke forsøk. Følgende η_2 - verdier anbefales avhengig av jordart, jf. [Tabell 17.3.1-2](#).

Tabell 17.3.1-2 — Omregningsfaktor η_2 for skader i anleggstiden hentet fra Nordisk håndbok «Armert Jord og Fyllinger» [\[281\]](#).

	Leire/silt	Sand	Grus naturlig	Grus knust	Spreng- stein
Omregningsfakt or η_2	0,91	0,83	0,77	0,72	0,67
Materialfaktor F_2 = $1/\eta_2$	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5

Dette forutsetter en vanlig kontrollert anleggsvirksomhet hvor det vises normal aktsomhet med de materialer som er forutsatt brukt.

Omregningsfaktor for biologisk og kjemisk forvitring antas å være $\eta_3=0,91$, så lenge pH-verdien varierer i området mellom 4 og 9 jf. Nordisk håndbok «Armert Jord og Fyllinger» [\[281\]](#).

Geosynteter til jordarmeringsformål som er utsatt for sollys UV beskyttes og lagres i henhold til gjeldende regler jf. NS-EN 13251:2016 [\[283\]](#). Det innebærer at de er resistente mot vanlig forekommende bakterier og kjemiske sammensetninger i rene naturlige løsmasser. I tilfeller hvor man er usikker på hvorvidt

armeringen er resistent mot en aktuell påvirkning, f.eks. meget aggressive fyllmasser vurderes om den i det hele tatt vil kunne benyttes. Nedbryting under slike forhold håndteres ikke med omregningsfaktorer. For stål angis det her ikke noen η_3 . Stålets holdbarhet avhenger av de korrosive egenskapene i grunnen det legges i. Her kommer jordmaterialets aggressivitet og homogenitet inn, samt fukt og temperatur.

NorGeoSpec

NorGeoSpec er et nordisk system for sertifisering og klassifisering av geosynteter (<https://www.norgeospec.org>). SINTEF administrerer NorGeoSpec, og sertifiserte testlaboratorier utfører sertifisering og klassifisering av geosyntetene. NorGeoSpec omfatter funksjonene separasjon, filtrering og armering.

Jordarmeringsprodukter som er sertifisert under NorGeoSpec-ordningen har veiledende reduksjonsfaktorer som er fastsatt i henhold til de relevante standardene og er beskrevet i NorGeoSpec veiledningen [285]. Reduksjonsfaktorer gitt i et NorGeoSpec-sertifikat vil derfor gi en anbefalt verdi som vil kunne benyttes ved dimensjonering.

17.3.2 Karakteristisk og dimensjonerende materialstyrke for armeringsmaterialer

Armeringens dimensjonerende strekkstyrke avhenger av armeringstype, sikkerhetskravene til den armerte konstruksjonen, spenningsforhold i armeringen samt anleggstekniske og miljømessige forhold.

Armeringens dimensjonerende materialstyrke (X_d) beregnes derfor av følgende uttrykk:

$$X_d = \frac{\eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot X_k}{\gamma_M} \quad (17.3.2-1)$$

MERKNAD hvor

X_d = dimensjonerende materialstyrke

X_k = karakteristisk bruddstyrke

η_i = omregningsfaktorer i henhold til [kapittel 17.3.1](#)

γ_M = partialfaktor for materialfasthet, jf. [Kapittel 17.3.1](#) og vegnormal [N200:2024 \[1\]](#)

For langtids strekkstyrke ved krepbrudd bestemmes X_k i henhold til NS-EN ISO 13431:1999 [284]. Bruk av andre relevante standarder kan også vurderes. For korttids bruddstyrke bestemmes X_k i henhold til NS-EN ISO 10319:2015 [286] og X_k tilsvarer da $T_{\max}$ bestemt i henhold til denne standarden. For korttids bruddstyrke i sømmer bestemmes denne i henhold til NS-EN ISO 10321:2008 [287] og X_k tilsvarer da $T_{j\max}$ bestemt i henhold til denne standarden. Omregningsfaktoren for krep, $\eta_1 = 1,0$ brukes når X_k bestemmes utfra langtids strekkstyrkeverdier (jf. [Kapittel 17.3.1](#)).

17.3.3 Samvirkefaktor for friksjon mellom armering og jord

Samvirkefaktoren α angir hvor stor del av materialfriksjonen i fyllmassene som legges til grunn ved beregning av mobiliserbar strekkraft i armeringen. Størrelsen på α avhenger både av fyllmassenes beskaffenhet og armeringsmaterialet. Mobiliserbar skjærspenning (τ) langs armeringen beregnes for effektivspenningsanalyse etter uttrykket:

$$\tau = \alpha(a + \sigma') \quad \tan \varphi' \quad (17.3.3-1)$$

MERKNAD hvor

a = attraksjon

σ' = effektiv normalspenning

φ' = effektiv friksjonsvinkel

α = samvirkefaktor for friksjon mellom armering og jord

Med mindre det dokumenteres fra forsøk at armeringsmaterialet har høyere α - verdi, er det i [tabell 17.3.3—1](#) gitt anbefalte maksimalverdier avhengig av jordart, jf. Nordisk håndbok «Armert Jord og Fyllinger» [\[281\]](#) og Vågverkets publikasjon 1992:10 [\[288\]](#).

Tabell 17.3.3—1 — Samvirkefaktor (α) for friksjon mellom armering og jord Nordisk håndbok «Armert Jord og Fyllinger» [\[281\]](#).

Armering type	JORDART				
	Leire/silt	Sand	Grus naturlig *	Grus knust *	Spreng- stein *
Nett	0,8	0,9	0,95	1,0	1,0
Duk	0,7	0,7	0,7	0,8	0,8

* Fyllmasser med d_{50} større enn 1,5 ganger minste maskestørrelse (lysåpning) for nettet anbefales ikke. Dersom det er stor forskjell mellom maskestørrelse og fyllmasse anbefales det å bruke samvirkefaktor som for duk. Avstrøying av nettet vil ev. kunne benyttes under slike forhold. Type og tykkelse av avstrøingsmasser vurderes i hvert tilfelle.

For stålarmert er α avhengig av overflaten. Glatte stålbånd, dvs. stålbånd uten friksjonsknaster anbefales ikke brukt.

17.4 Dimensjoneringsgrunnlag og prinsippr

17.4.1 Generelt

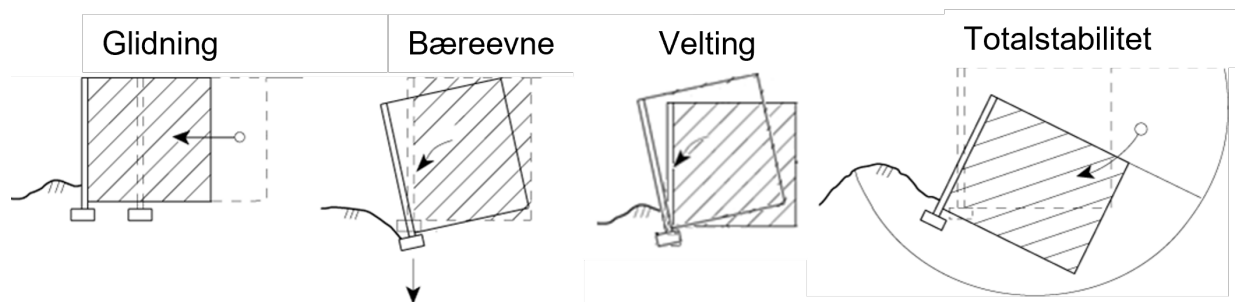
For permanente støttekonstruksjoner og lastbærende konstruksjoner velges partialfaktorer i henhold til vegnormal [N200:2024](#) [\[1\]](#).

Først og fremst utføres dimensjonering for bruddgrensetilstand iht. Eurokode 7 – del 1 [\[3\]](#). For bruksgrensetilstand er det viktig å dokumentere at deformasjonene ligger innenfor gitte grenseverdier, avhengig av f.eks. konstruksjonens fleksibilitet og funksjonsmåte. Dette gjøres ved overslagsberegning med bruk av konvensjonelle beregningsmetoder.

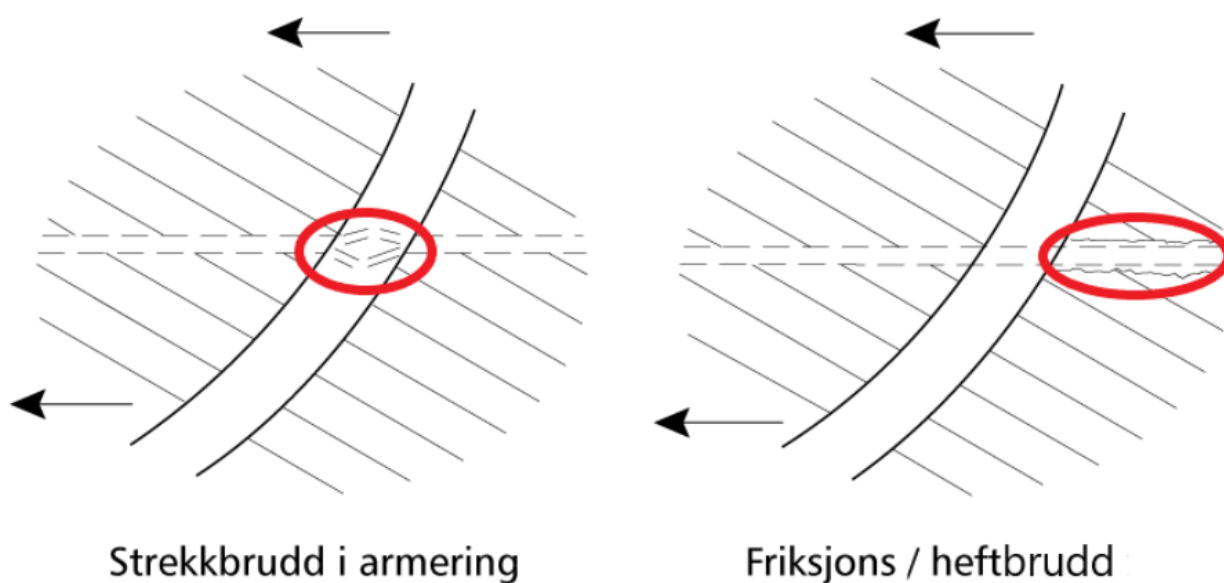
Karakteristiske laster og partialfaktorer for lastvirkninger (γ_F) velges etter de tilsvarende forskrifter for den aktuelle konstruksjonen.

For armert jord-konstruksjoner med helning 1:1 eller brattere og konstruksjonshøyde $\geq 5,0$ m krever vegnormal [N200:2024](#), [Krav 5.1.2—2](#) [\[1\]](#) at konstruksjonen klassifiseres som uvanlige konstruksjoner iht. NS-EN 1997-1 [\[3\]](#). De vil derfor alltid havne i geoteknisk kategori 3, og pålitelighetsklasse 3 benyttes. For disse konstruksjonene anbefales det å bruke karakteristiske laster gitt i *trafikklasterforskrift for bruer m.m.* [\[10\]](#), dvs. at jordkonstruksjonen betraktes som en konstruksjon etter vegnormal [N400:2025](#) [\[9\]](#). For slakere armert jordkonstruksjoner anbefales det å bruke laster som for fyllinger, beskrevet i vegnormal [N200:2024](#), [1.4.5](#) [\[1\]](#).

Dimensjonering utføres slik at ytre stabilitet (jf. [Figur 17.4.1—1](#)), og indre stabilitet (jf. [Figur 17.4.1—2](#)) er ivarettatt.



Figur 17.4.1—1 — Ytre Stabilitet



Figur 17.4.1—2 — Indre Stabilitet

Stabilitet beregnes som beskrevet i [kapittel 5](#) i denne veiledningen.

For støttekonstruksjoner beregnes bæreevnen jf. [Kapittel 10](#), og herunder også fare for horisontal glidning på undergrunnen. Dette er del av den ytre, så vel som den indre stabiliteten. Dersom bæreevne og sikkerhet mot glidning er ivaretatt, er det ikke nødvendig å kontrollere sikkerhet mot velting av støttekonstruksjonen.

17.4.2 Jordmaterialet i armert sone

I tillegg til generelle krav til fyllingsmaterialer gitt i vegnormal [N200:2024 \[1\]](#), stilles det vanligvis spesielle krav til tilbakefyllingsmaterialet (jordmaterialet som brukes i den armerte sonen) for armerte jordkonstruksjoner. Disse kravene gjelder styrke, drenering og frostsikring av tilbakefyllingsmaterialet.

1) Styrkeparametere for tilbakefyllingsmateriale

I henhold til vegnormal [N200:2024 \[1\]](#) kreves det at massene har tilstrekkelig styrke som oppfyller behov for indre og ytre stabilitet for armert jord. I fleste tilfeller brukes det friksjonsmasser i den armerte delen av tilbakefylling, derfor defineres styrken som effektiv intern friksjonsvinkel φ' .

For permanente støttekonstruksjoner anbefales det å benytte friksjonsmasser med friksjonsvinkel $\varphi' \geq 33^\circ$. Dersom det ikke ved treksialforsøk eller tilsvarende er vist at: $\varphi' \geq 33^\circ$, anbefales det at de armerte massene har et graderingstall $C_u \geq 5$.

1) Frostsikring og drenering

For krav om drenering og frostsikring henvises det til vegnormal [N200:2024 \[1\]](#). Det vises også til [kapittel 14](#). Dersom det benyttes finkornige og telefarlige masser vurderes dette spesielt, blant annet med hensyn til drenering og deformasjoner.

Det er viktig at stabiliteten også kontrolleres med hensyn til poretrykk i tilbakefyllingsmassene jf. [Kapittel 17.6.8](#). Dersom drenerende lag legges inn slik at stabilitet ivaretas og skader ikke oppstår, vil dette være akseptabelt.

For lastbærende armerte konstruksjoner, veger, flyplasser etc. kommer andre hensyn inn (se vegnormal [N200:2024 \[1\]](#) og vegnormal [N400:2025 \[9\]](#)).

17.4.3 Jordmaterialet bak armert sone

For tilbakefylling bak den armerte sonen anbefales det å bruke tilbakefyllingsmasser som har samme kvalitet som beskrevet i [kapittel 17.4.2](#).

Grunnvannsnivå bak den armerte sonen bestemmes for å ta hensyn til hydrostatiske spenninger samt ivareta drenering. Det kontrolleres at differansesetninger mellom frontkledning, armerte masser, tilbakefyllingsmasser og opprinnelig terreng er akseptable.

17.4.4 Anbefalinger for geometriske forhold

For å sikre at armeringen og jordmassene har godt samvirke er det behov for at avstanden mellom hvert jordarmeringslag begrenses. For permanente støttekonstruksjoner anbefales:

$$\left(\frac{d_h}{B}\right) \leq \frac{1}{3} \quad \text{og} \quad 0,25m \leq d_h \leq 1m \quad (17.4.4-1)$$

MERKNAD hvor

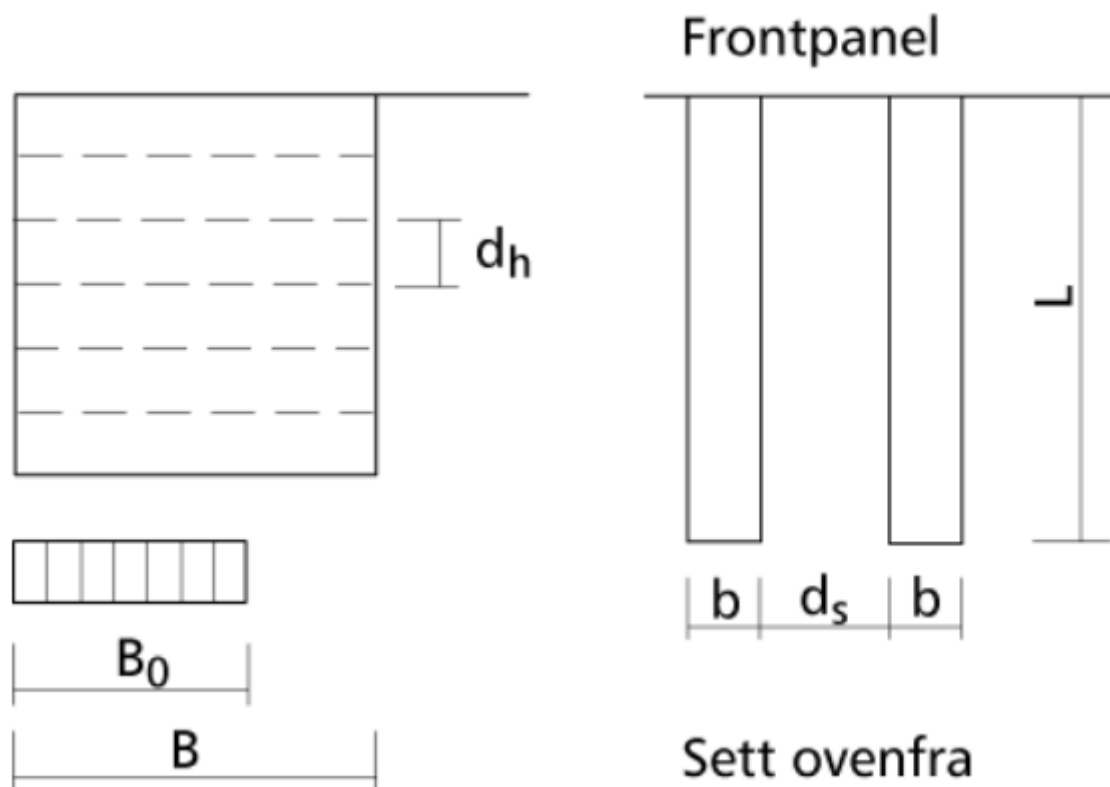
d_h = vertikal avstand mellom armeringslag

B = bredden av den armerte jordkonstruksjonen fra frontpanel

B_0 = effektiv bredde for bæreevneberegning

b = bredde armeringsbånd

d_s = horisontal avstand mellom armeringsbånd



Figur 17.4.4—1 — Geometrisk oppsett

I den øvre del av slike konstruksjoner vil det kunne bli nødvendig å utvide bredden noe for å oppnå stor nok forankring gjennom armeringen for å oppta hjultrykk fra trafikk ute ved fronten og krefter fra påkjørsler på rekkverk etc.

For armeringsduk anbefales overlappingslengde i skjøt større eller lik 0,5m, men skjøten dimensjoneres for aktuell belastning.

For armeringsnett vil overlappingslengde i skjøt kunne være mindre enn 0,5m dersom beregnet kapasitet er dokumentert til å være større enn dimensjonerende belastning. Søm for skjøt dimensjoneres etter styrkeangivelse basert på NS-EN ISO 10321:2008 [287].

Ved beregning av undergrunnens bæreevne for støttekonstruksjoner følges [kapittel 7](#).

Det tas imidlertid bare hensyn til γ_M og ikke til mobiliseringsgraden f ved beregning av tillatt grunntrykk. For å hindre brudd i tåen på permanente støttekonstruksjoner med fundament for frontkledning og front steilere enn 80 grader kreves:

$$\left(\frac{B_0}{B}\right) \geq 0,5 \quad (17.4.4—2)$$

se [figur 17.4.4—1](#).

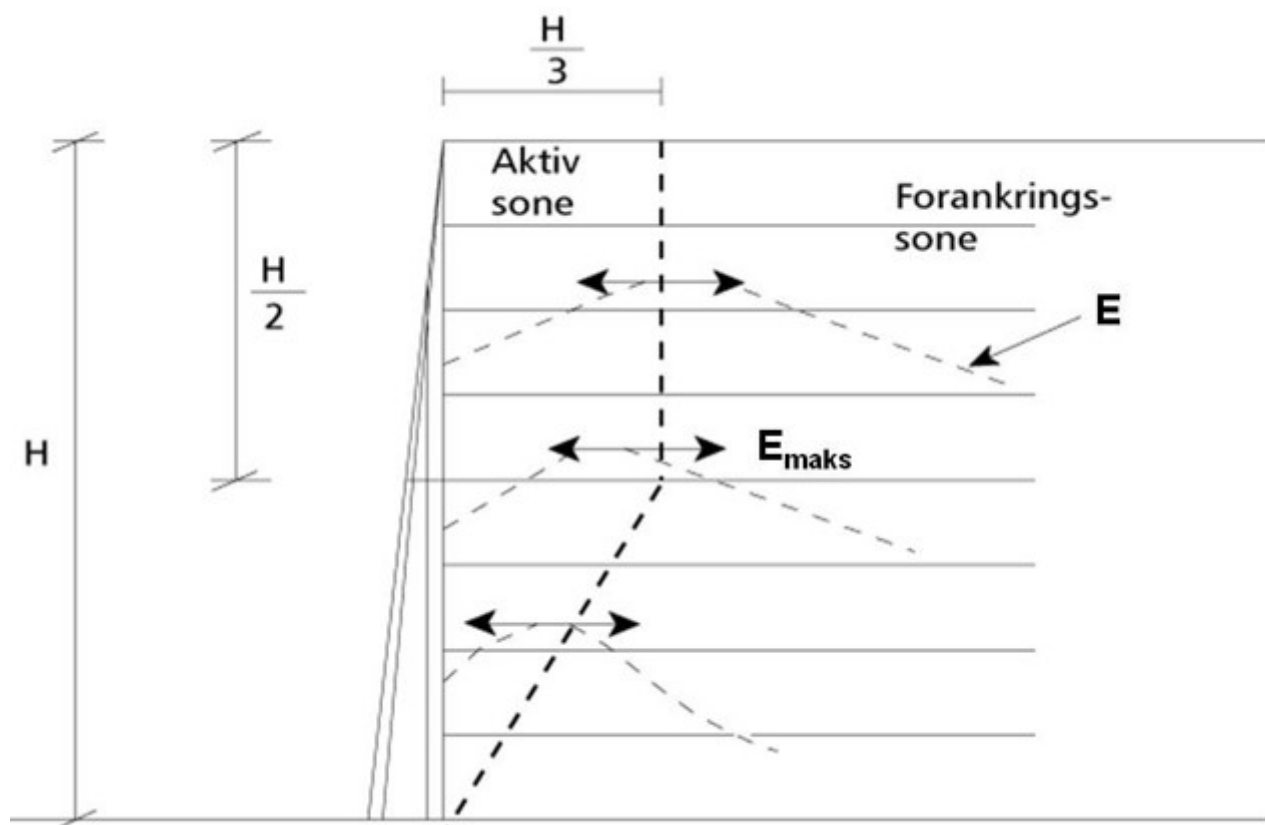
B_0 = den delen av fundamentbredden som bærer konstruksjonen når grunntrykket regnes jevnt fordelt. Da beregnes eksentrisiteten av vertikallasten fra fundament mot undergrunn av uttrykket:

$$e = 0,5 \times (B - B_0) \quad (17.4.4—3)$$

17.5 Dimensjoneringsprinsipper

Dimensjonering utføres vanligvis enten med "Coherent Gravity" metoden, som er en halvempirisk metode, eller "Tie Back Wedge" metoden, som er en beregningsmetode utledet fra klassiske teorier. Hovedforskjellen er primært knyttet til glideflatens form og beliggenhet samt spenningstilstanden i konstruksjonen.

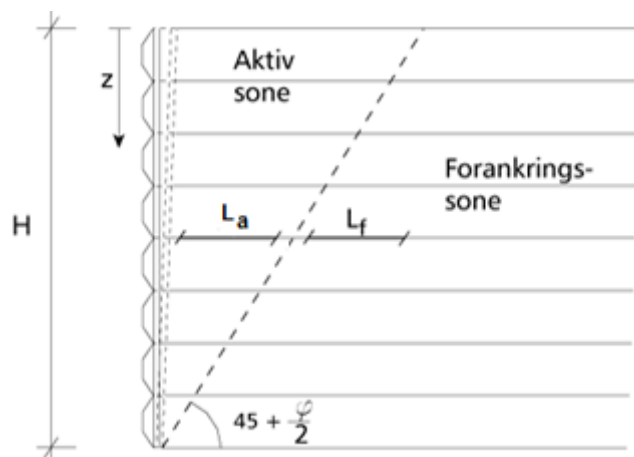
For "stiv" armering, som f.eks. stål, er "Coherent Gravity" metoden mest benyttet. Prinsipp for metoden er vist på [figur 17.5–1](#).



Figur 17.5—1 — “Coherent Gravity” metoden – prinsipp

Metoden bygger på antagelser om at fronten roterer om toppunktet og at kraftfordelingen i armeringen har sin maksimalverdi (E_{maks}) i en avstand ca. $0,3 \cdot H$ fra fronten i øverste halvdel som vist på [figur 17.5](#) [—1](#). En linje gjennom punkter for E_{maks} deler konstruksjonen i en aktiv sone og en forankringssone.

For "tøyelig armering" er "Tie Back Wedge" metoden mest benyttet. Plastnett og duk regnes i denne sammenheng som "tøyelig armering". [Figur 17.5—2](#) viser prinsippet ved metoden.



Figur 17.5—2 — “Tie Back Wedge” metoden – prinsipp

Metoden bygger blant annet på antagelser om at fronten roterer om tåpunktet og at bruddplanet er langs en rett linje som danner vinkelen $(45 + \frac{\phi'}{2})$ med horisontalplanet. Kreftene i armeringen har sin maksimalverdi (E_{maks}) ved kritisk glideflate og bruddplanet deler konstruksjonen i en aktiv sone og en forankrings-sone. Forankringslengden L_f er definert i [figur 17.5—2](#). Internt i konstruksjonen regnes det med en aktiv spenningstilstand (K_A) i motsetning til “Coherent Gravity” metoden der det erfaringsmessig antas hviletrykk de øverste 6 m pga. komprimeringseffekter.

Dimensjoneringsprinsipper og beregningsgang beskrevet i dette kapittelet er basert på “Tie Back Wedge” metoden.

17.6 Armerte skråninger og støttekonstruksjoner av armert jord

Avsnittet beskriver prinsipp for håndregning av støttekonstruksjoner av armert jord og armerte skråninger. Det forutsettes at laster på terreng bak støttekonstruksjonen eller på skråningen er jevnt fordelt.

17.6.1 Ytre stabilitet

- 1) Dimensjonerende laster på konstruksjonen bestemmes (se [kapittel 10.2](#), [kapittel 10.3](#) og [kapittel 10.4](#))
- 2) Dimensjonerende materialstyrke for jordmaterialer bestemmes i henhold til vegnormal [N200:2024 \[1\]](#), og [kapittel 3](#) og [kapittel 17.3.2](#).
- 3) Dimensjonerende materialstyrke for armeringsmaterialet bestemmes i henhold til [kapittel 17.2](#)
- 4) Jordtrykk på konstruksjonen beregnes i henhold til [kapittel 6](#). Ved eventuell hellende frontvegg og for armerte skråninger, husk å benytte:

$$K_{Akorrr} = K_A \cdot K_\delta \quad (17.6.1—1)$$

(jf. [Kapittel 6](#)).

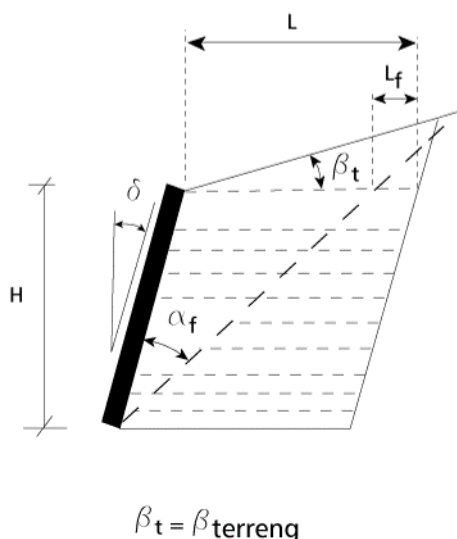
Dimensjonering av ytre stabilitet utføres ved å gjøre et overslag av nødvendig lengde av armering, og deretter kontrollere konstruksjonen med hensyn på glidning, bæreevne og totalstabilitet.

- 5) Overslagsmessig verdi for nødvendig lengde (L) på den armerte sonen er gitt ved:

$$L = L_a + L_f \quad (17.6.1-2)$$

$$L = H[\tan(\alpha + \delta) - \tan\delta] + L_f \quad (17.6.1-3)$$

Symbolene framkommer av [figur 17.6.1-1](#). L_f settes lik 1,0m ved overslagsberegning.



Figur 17.6.1-1 — Nødvendig lengde av armert sonen – overslag

For hellende vegg og hellende terreng er:

$$\alpha_f = \frac{1}{2} \cdot \left(1 + \frac{\tan\beta_t}{\tan\varphi'_d} \right) \cdot (90 - \varphi'_d - \delta) \quad (17.6.1-4)$$

- 1) Sikkerhet mot glidning kontrolleres ved å beregne ruhet r_b . Krav til ruhet avhenger av materiale under armert konstruksjon for glidning mot naturlig grunn, og armeringsmateriale for glidning ved nederste armeringslag. Derfor kontrolleres begge situasjoner. Krav til ruhet ved dimensjonering av støttemurer og landkar er gitt i vegnormal [N400:2025, Krav 7.2.1-4 \[9\]](#).

Ruheten beregnes av:

$$r_b = \frac{\text{Skyvende kraft}}{\text{Dimensjonerende motholdskraft}} \quad (17.6.1-5)$$

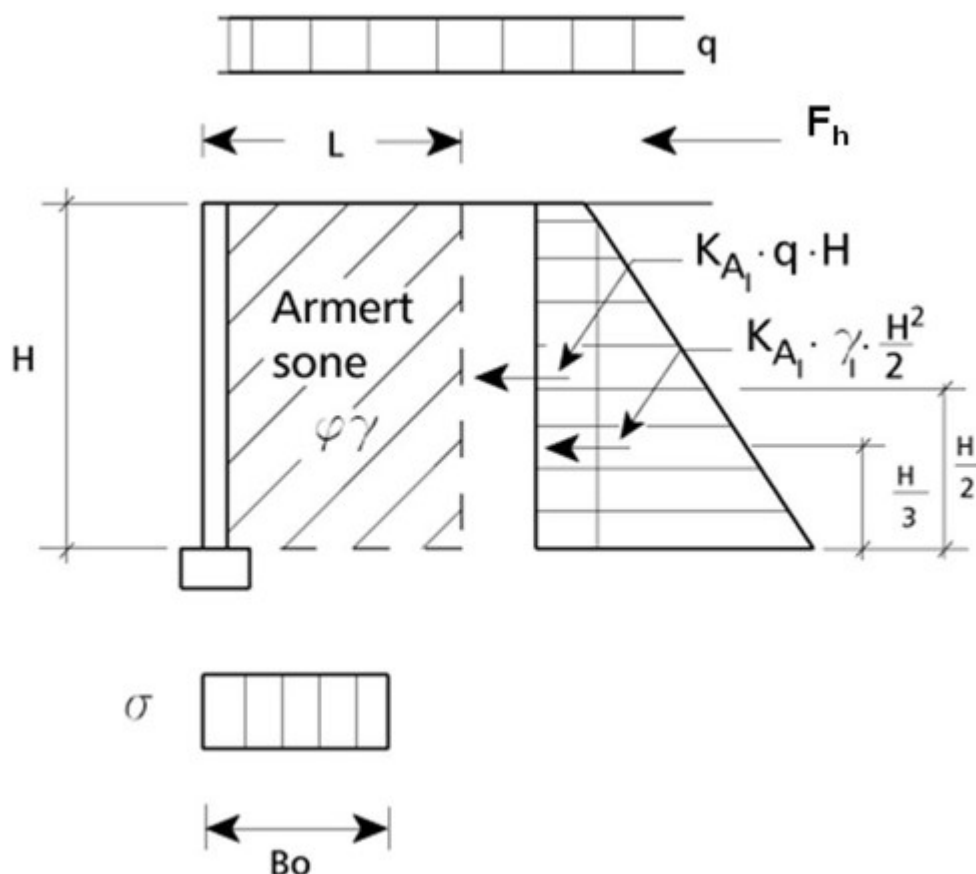
Skyvende kraft:

$$K_{A1} \left[\frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2} + q \cdot H \right] + F_h \quad (17.6.1-6)$$

Dimensjonerende motholdskraft:

$$(\gamma \cdot H \cdot L + q \cdot L) \alpha \cdot \tan\varphi'_d \quad (17.6.1-7)$$

Symbolene i formlene ovenfor framkommer av [figur 17.6.1-2](#).



Figur 17.6.1—2 — Dimensjonering for ytre stabilitet

MERKNAD hvor

K_{A1} = jordtryksskoeffisient for bakfyllmassene (massene bak armert sone).

γ_1 = tyngdetetthet for bakfyllmassene (massene bak armert sone).

γ = tyngdetetthet for materiale i armert sone

F_h = horisontalkraft i terreng høyde, dvs. vegbanen.

ϕ'_d = dimensjonerende effektiv friksjonsvinkel (naturlig grunn eller materiale i armert sone)

α = samvirkefaktor for friksjon mellom armering og jord, kfr. [Tabell 17.3.3—1](#)

q = trafikklast (se [kapittel 17.4](#))

For en ruhet r_b gir følgende formel nødvendig lengde L_{min} av armering:

$$L_{min} = \frac{\left[K_{A1} \cdot \left[\frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2} + q \cdot H \right] + F_h \right] \cdot \gamma_s}{(\gamma \cdot H + q) \cdot r_b \cdot \alpha \cdot \tan \phi'_d} \quad (17.6.1—8)$$

γ_s er partialfaktor for glidning på armering og anbefalt verdi for γ_s er 1,3 jf. Nordisk håndbok - *Armert Jord og Fyllinger* [281]. Faktoren vil imidlertid kunne reduseres om resultater fra uttrekksforsøk er tilgjengelig.

Det forutsettes også glidningsbrudd langs et armeringslag i bunnen av den armerte sonen og friksjon bare langs en side. Videre betraktes q som konstant last over armeringssonen. I noen tilfeller vil

utbredelse av q kun være bare bak den armerte sonen, slik at q bidrar til jordtrykk, men ikke til friksjonsmotstand mot glidning. I det tilfellet beregnes $L_{\min}$ av:

$$L_{\min} = \frac{\left[K_{A1} \cdot \left[\frac{\gamma_1 \cdot H^2}{2} + q \cdot H \right] + F_h \right] \cdot \gamma_s}{\gamma \cdot H \cdot r_b \cdot \alpha \cdot \tan \varphi'_d} \quad (17.6.1-9)$$

- 1) Kontroll av bæreevne utføres som angitt i [kapittel 7](#).

For å unngå brudd i tåen (se [kapittel 17.4.4](#)) for permanente støttekonstruksjoner med vertikal frontvegg:

$$\frac{B_0}{L} \geq 0,5 \quad (17.6.1-10)$$

Dersom tillatt påkjenning ($\sigma_{\max \text{ till}}$) på grunnen er kjent som ved totalspenningsanalyse, vil nødvendig lengde $L_{\min}$ av armert sone også kunne beregnes av følgende formel:

$$L_{\min} = H \cdot \sqrt{\frac{[K_A(\gamma \cdot H + 3q)\gamma_s]}{\sigma_{\max \text{ till}} - \gamma \cdot H - q}} \quad (17.6.1-11)$$

- 1) Totalstabiliteten kontrolleres ved å undersøke ulike glideflater og bestemme partialfaktor for sikkerhet på vanlig måte. Se [kapittel 5](#).

Totalstabilitet bestemmes ved kraft- eller momentbalanse utført ved bruk av klassiske stabilitetsanalysemetoder. Den armerte jordkonstruksjonen betraktes da først som en hel enhet og bare glideflater utenfor enheten vurderes. Deretter analyseres sammensatte bruddflater som både går gjennom armert og uarmert sone. For enkle konstruksjoner (nær vertikal front, ensartet armeringslengde og avstand, en type fyllmasse, ubetydelig skråningshelning foran og bak veggen) vil sammensatt bruddflate vanligvis ikke være kritisk.

Om beregnet kritisk sikkerhetsfaktor er mindre enn kravet, så anbefales det enten at armeringslengden økes eller at det foretas forsterkningstiltak i underliggende jordmasser. (Nordisk håndbok - *Armert Jord og Fyllinger*, [\[281\]](#))

17.6.2 Indre stabilitet

Dimensjonering av indre stabilitet utføres ved å beregne nødvendig antall armeringslag på bakgrunn av samlet last på konstruksjonen.

- 1) Samlet horisontallast på alle armeringslag (armert sone), dvs. summen av kreftene i armeringslagene beregnes etter følgende formel, se [figur 17.6.1-2](#):

$$E_{tot} = K_A \left[\gamma \frac{H^2}{2} + q \cdot H \right] + F_h \quad (17.6.2-1)$$

- 1) Overslag over antall armeringslag beregnes etter:

$$n = \frac{E_{tot}}{X_d} \quad (17.6.2-2)$$

der X_d = dimensjonerende materialstyrke i armeringen i henhold til [kapittel 1](#)

- 1) Vertikal avstand mellom armeringslagene beregnes. Beregning av nødvendig lengde av armeringslagene er vist i [kapittel 17.6.1](#)

Om d_h er avstanden mellom armeringslagene i dybden z blir maksimal horisontal strekkraft i et armeringslag:

$$E_{h,maks} = K_A \cdot d_h(\gamma \cdot z + q) + \Delta E_h \quad (17.6.2-3)$$

Der ΔE_h er den andel av F_h (horisontalkraft i terrengnivå, se [figur 17.6.1-2](#)) som tas av armeringslaget i dybden z .

Av praktiske hensyn velges ofte samme type armering i hele konstruksjonen (X_d er lik i alle lagene) og d_h vil da kunne varieres med dybden. Normalt vil d_h reduseres med dybden.

$$d_h = \frac{X_d - \Delta E_h}{K_A \cdot (\gamma \cdot z + q)} \quad (17.6.2-4)$$

Horisontalkraften i terrengnivå $F_h = \Sigma \Delta E_h$ blir normalt tatt opp av øverste armeringslag og inngår derfor normalt ikke i beregningen for de øvrige armeringslagene.

Avstanden mellom armeringslagene varierer typisk mellom 0,2 – 0,6 m og normalt opptil 1,0 m. Lag med sekundærarmering som har lavere styrke og kortere lengde, legges inn mellom hovedarmeringen for å øke lokalstabiliteten (glidning) mellom armeringslagene og redusere deformasjoner ved frontoverflaten ved behov. Nordisk håndbok, *Armert Jord og Fyllinger* [281] anbefaler at lengden av sekundærarmeringen er 2 m.

- 2) Prinsipp for overslag over armeringens forankringslengde er vist under punkt 5) i [kapittel 17.6.1](#)

Følgende formel gir nødvendig forankringslengde i dybden z for å oppnå tilfredsstillende uttrekkskapasitet:

$$L_f = E_{h,maks} / \frac{2\alpha}{\gamma_p} (a + \gamma \cdot z) \cdot \tan \phi'_d \quad (17.6.2-5)$$

Vanligvis benyttes friksjonsmasser (se [kapittel 17.4.2](#)) i armerte jordkonstruksjoner og en vil da som oftest sette attraksjon, $a = 0$.

Der $E_{h,maks}$ er det jordtrykket armeringslaget opptar (se pkt. 3), α er samvirkefaktor for friksjon mellom armering og jord i henhold til [kapittel 17.3.3](#), og faktoren 2 i nevneren uttrykker tosidig friksjon på armeringen. γ_p er partialfaktor for armeringens uttrekksmotstand og med en anbefalt verdi mellom 1,3 – 1,5.

For konstruksjoner med helning på fronten $0 \leq \delta \leq 30^\circ$, er L_f anbefalt min. 1 meter.

I det foregående er det antatt en enkel geometri for den armerte sonen. Armeringslengden L er lik for alle lagene.

$$L = L_a + L_f \quad (17.6.2-6)$$

Overslag av verdien til L_a (armeringslengden i aktiv sonen) er gjort i [kapittel 17.6.1](#). Først er verdien for L_a bestemt ved *pkt. 5* og deretter oppdateres den i forhold til nødvendig armeringslengde som bestemmes ved *pkt. 6), 7) eller 8)*.

Verdien for L_f bestemmes utfra *pkt. 4)* ovenfor og har en minste verdi på 1m.

Verdi for L_a er anbefalt å være minimum 1,0 m for å sikre god forankring. Lengden vil for de lavere lagene være mindre enn 1,0 m. I praksis betyr dette at armeringen enten har tilfredsstillende festing til frontsystemet eller brettes opp rundt jordmassene. Armeringslengden L varierer vanligvis fra ca. 60% til 80% av vegg høyden. Både høyere og lavere verdier vil kunne anvendes. Armeringslengden velges ofte lik for hele konstruksjonen. For enkle dimensjoneringsmetoder anbefales det å anvende lik armeringslengde jf. Nordisk håndbok -*Armert Jord og Fyllinger* [281].

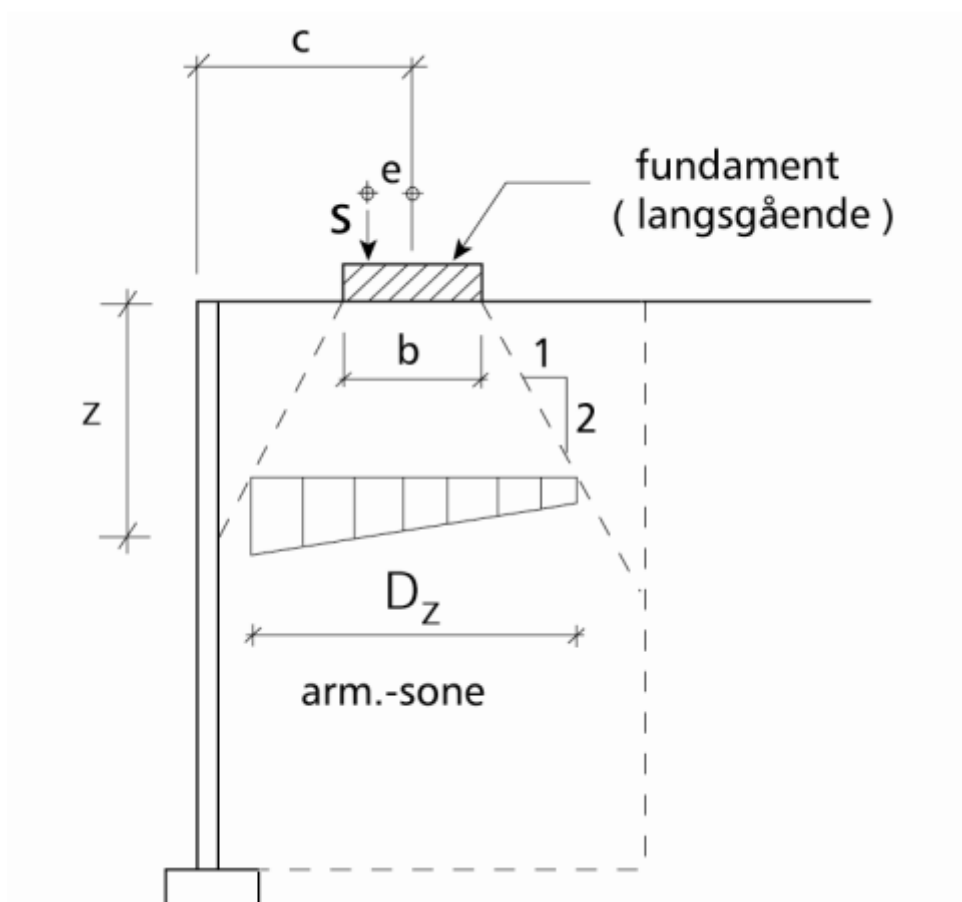
For beregning av armering i slake skråninger gjelder i prinsipp samme metoder som for vertikale vegger. Med utgangspunkt i prinsipp for håndberegning beskrevet ovenfor er det i det følgende gitt punkter der dimensjoneringen for armerte skråninger med helning $\leq 60^\circ$ avviker fra dette.

- Formel for korrigert jordtrykkskoeffisient gjelder kun for skråninger brattere enn 60° (jf. [Kapittel 6](#)). For slakere helninger vil K_A kunne finnes i diagram i f.eks. Jewell [289].

- Dersom bæreevnen kontrolleres i henhold til [kapittel 7](#) vil dette gi en for ugunstig B_0 for helninger $\leq 60^\circ$. Bæreevnen anbefales derfor å vurderes på annen måte. I praksis vil dette si at tilstrekkelig sikkerhet med hensyn på totalstabiliteten også ivaretar bæreevnen.

17.6.3 Andre lasttilfeller

Beregningsprinsippene beskrevet under [kapittel 17.6.1](#) og [kapittel 17.6.2](#) behandler jevnt fordelt last på terreng bak og på jordarmerte sonen, se [figur 17.6.1–2](#). For andre lasttilfeller, f.eks. langsgående stripelaster eller punktlaster vil dette bli annerledes. [Figur 17.6.3–1](#) viser eksempel på langsgående linjelast, f.eks. fra brufundament på den armerte konstruksjonen.



Figur 17.6.3–1 — Fundament med langsgående linjelast S

Som vist på figuren antas vertikal lastspredning 2:1. D_z er bredden lasten virker over ved en vilkårlig dybde z , b er fundamentbredde og c er avstand fra ytterkant konstruksjon til senter av fundament og:

$$D_z = z + b \quad \text{dersom } z \leq 2c - b \quad (17.6.3-1)$$

$$D_z = c + \left(\frac{z+b}{2}\right) \quad \text{dersom } z > 2c - b \quad (17.6.3-2)$$

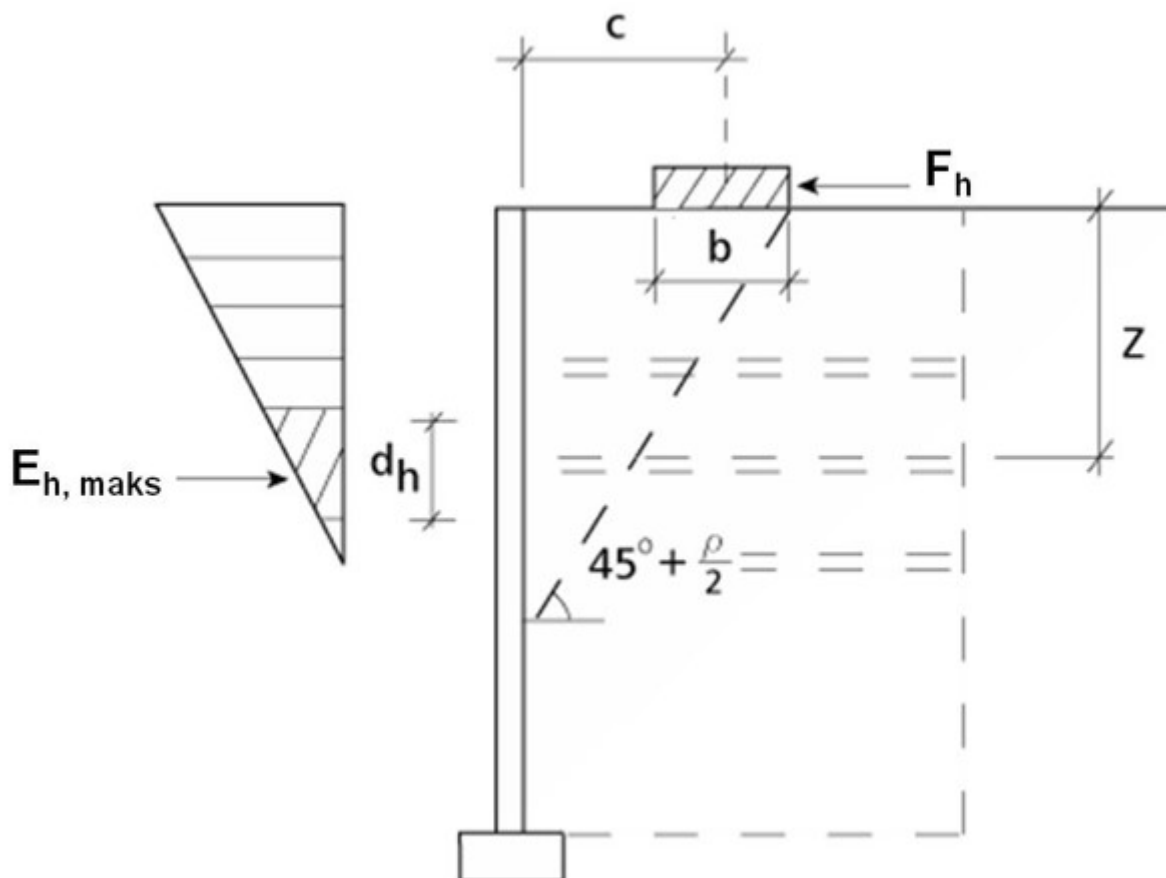
Symbolene framkommer på [figur 17.6.3–1](#).

Lasten S gir strekkraft i armeringen på dybden z lik:

$$E_{zS} = K_A \cdot d_h \cdot \frac{S}{D_z} \left(1 + \frac{6e}{b}\right) \quad (17.6.3-3)$$

d_h er avstand mellom armeringslagene, [figur 17.6.3—2](#).

Kraften E_{zs} adderes til de øvrige kreftene som virker i dybden z .



Figur 17.6.3—2 — Horisontal linjelast

Som vist på [figur 17.6.3—2](#) antas den horisontale linjelasten F_h å ha lastspredning i vinkelen $45 + \frac{\varphi'_d}{2}$ mot horisontalplanet som vist.

Horisontallasten gir strekkraft i armeringen i dybden z lik:

$$E_{zz} = 2 \cdot d_h \cdot F_h \cdot \frac{\tan\left(45 - \frac{\varphi'_d}{2}\right)}{c + \frac{b}{2}} \cdot \left[1 - z \cdot \frac{\tan\left(45 - \frac{\varphi'_d}{2}\right)}{c + \frac{b}{2}} \right] \quad (17.6.3—4)$$

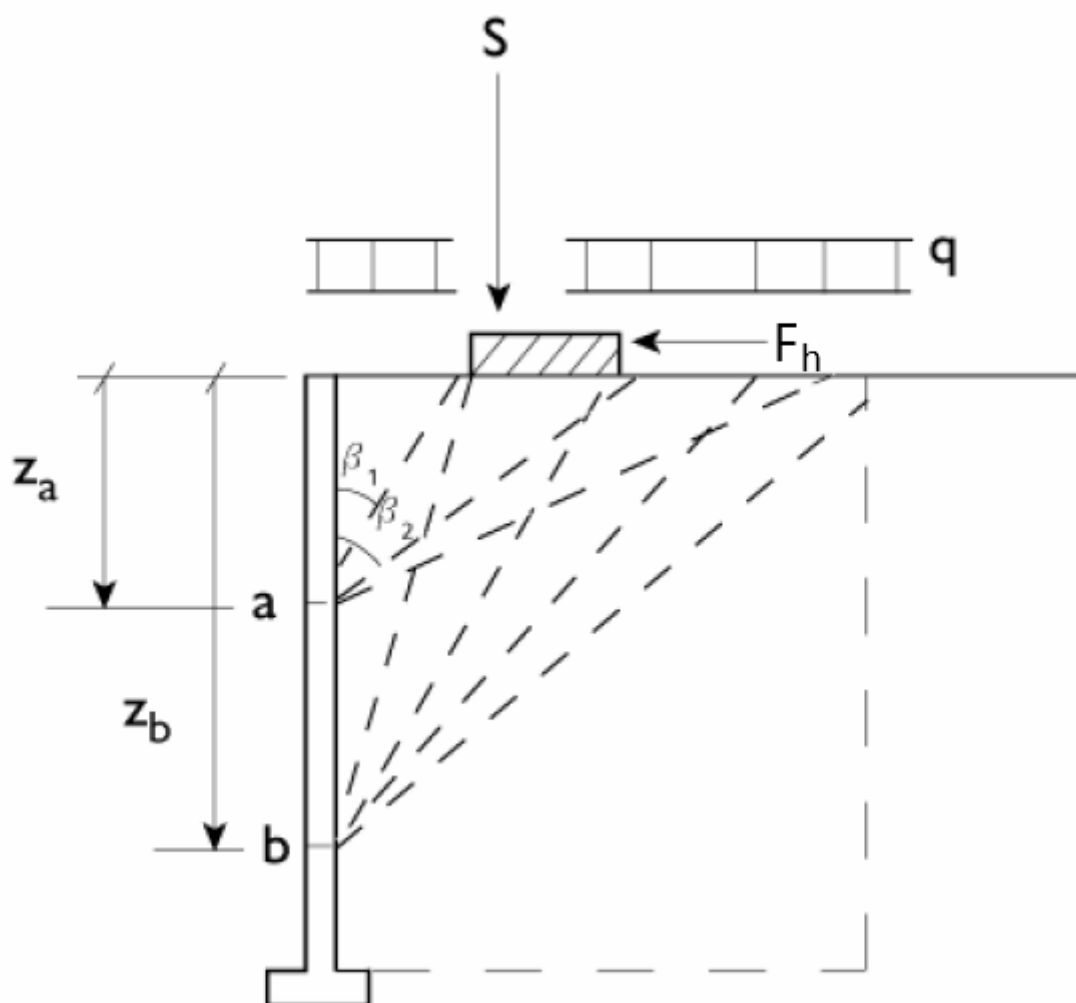
Formelen gjelder for dybde:

$$z < \frac{c + \frac{b}{2}}{\tan\left(45 - \frac{\varphi'_d}{2}\right)} \quad (17.6.3—5)$$

og kraften E_{zz} adderes til de øvrige kreftene i dybden z .

Med et annet lastbilde enn jevnt fordelt last over hele den armerte sonen, f.eks. linjelaster, gjelder ikke lenger bruddfiguren med bakre linje hellende $(45 + \varphi'_d/2)$ med horisontalplanet jf. [Figur 17.6.3—3](#). Det

er derfor nødvendig å undersøke nye bruddfigurer, og forankringslengden (L_f) kontrolleres. Flere ulike dybder z undersøkes.



Figur 17.6.3—3 — Lasteffekter - eksempler på bruddfigurer

Eurokode 8 - del 5 [5] stiller detaljerte krav for fyllinger bak støttevegger og dimensjonering av støttekonstruksjoner under jordskjelvpåkjenning. Iht. Eurokode 8 - del 5 [5] skal støttekonstruksjoner dimensjoneres slik at de beholder sin funksjon etter et ev. jordskjelv uten signifikant strukturell skade og permanente deformasjoner skal være akseptable ut fra funksjonelle krav.

Permanente jordarmerte konstruksjoner skal ha tilfredsstillende sikkerhet mot jordskjelvpåkjenning med hensyn til kravene gitt i Eurokode 8 - del 5 [5] og i tråd med anbefalinger gitt i Statens vegvesen rapport nr. 1009 [194].

17.6.4 Empirisk dimensjoneringsmetode

For overslagsberegninger er det utarbeidet dimensjoneringsdiagrammer jf. Jewell [289]. Dimensjoneringsdiagrammene gjelder for homogene fyllinger med fronthelning β , hvor $90^\circ < \beta < 30^\circ$.

17.6.5 Deformasjoner og spesielle forhold

Iht. Eurokode 7 - del 1 [\[3\]](#) skal deformasjon på grunn av setning av fyllingen samt forskyvning av fronten vurderes for å tilfredsstille kravet i bruksgrensetilstanden.

Størrelsen av tillatte deformasjoner er avhengig av konstruksjonens formål og design, f.eks. hvis konstruksjonen antas som stiv eller fleksibel. For konstruksjoner hvor deformasjon av fronten aksepteres (for eksempel ved vegetasjonskledning av fronten), vil det kunne være tilstrekkelig å gjøre et overslag over deformasjonene basert på empiriske løsninger jf. BS 8006-1:2010+A1:2016 [\[290\]](#). For mer deformasjonsfølsomme konstruksjoner vil en mer omfattende undersøkelse av deformasjonene være nødvendig, noe som for eksempel oppnås ved bruk av FEM-analyser (se f.eks. Güler & Dosay [\[291\]](#)).

Maksimumsverdier for horisontale forskyvninger av fronten på den armerte jordkonstruksjonen ligger vanligvis mellom 1 til 2 % av vegg høyden (H) jf. EBGeo [\[292\]](#); se også Frost et al. [\[293\]](#).

17.6.6 Brulandkar

Brulandkar vil kunne fundamenteres på armert jordkonstruksjoner. I dette tilfelle er det behov for å fokusere spesielt på deformasjoner og setninger, da kravene for disse vanligvis er strengere for bruer pga. følsomhet til differansesetninger jf. [N400:2025, 7.1.5 \[9\]](#).

I Norge og Sverige er det benyttet armeringsduk for brulandkar med armert jord (se f.eks. Statens vegvesen rapport nr. Ed5019 [\[294\]](#)).

I USA er jordarmerte landkar benyttet i stor utstrekning som en del av FHWA programmet GRS-IBS: Geosynthetic Reinforced Soil – Integrated Bridge Systems, se [figur 17.6.6—1](#).



Figur 17.6.6—1 — Jordarmert landkar fra Interstate I15, Echo Bridge, Utah (Foto: J. Vaslestad, Statens vegvesen)

17.6.7 Setninger av armerte støttekonstruksjoner

Armert jord løsninger for støttekonstruksjoner vurderes ut ifra at de vil få betydelige tilleggskrefter på armeringen dersom det oppstår store differansesetninger.

Frontkledningen forutsettes å kunne tåle de setninger og deformasjoner som konstruksjonen vil bli utsatt for. Stiv frontkledning (for eks. betongblokk eller betongpanel tåler relativt små deformasjoner. Ved behov vil en mer fleksibel løsning kunne velges, for eksempel bruk av gabioner, oppbrettsløsning eller kombinasjon med lette fyllmasser for å redusere deformasjon.

17.6.8 Drenering og isolering

For å unngå vanntrykk mot fronten og oppbygging av poretrykk som vil kunne påvirke stabiliteten og ha andre skadelige effekter på konstruksjonen etableres drenering. Tettheten og type drenering avhenger av veggens geometri, tilbakefyllingsmasser, grunnvannsforhold i opprinnelig terreng og jordart. I tillegg vil et drenerende system bak frontkledningen kunne etableres. Vannet samles i bunnen og ledes ut av konstruksjonen. Det er også mulig å etablere drenerør gjennom fronten (vil kunne være aktuelt der sprøytebetong er anvendt som frontkledning). I tillegg anbefales det å etablere overvannndrenasje med tilstrekkelig kapasitet for å håndtere overvann fra returperiode i samsvar med konstruksjonens levetid.

17.6.9 Frontkledning og andre jordarmeringsystemer

Frontkledninger vil kunne bestå av en rekke ulike materialer som f.eks. natursteinsforblending, gabioner, lettbetongblokker, vegetasjon, m.m. [Figur 17.6.9—1](#) viser frontkledning i naturstein og [figur 17.6.9—2](#) viser frontkledning med betongblokker.

Frontkledninger til armerte jordkonstruksjoner deles inn i følgende grupper jf. Nordisk håndbok, Armert jord og fyllinger [\[281\]](#):

- myk (f.eks. vegetasjonsfront og oppbrettssløsning)
- fleksibel (f.eks. gabioner, stålnettbaserte løsninger)
- stiv (f.eks. prefabrikkerte blokker)

Frontsystemer anvendes bare hvis det ut fra relevant erfaring er vist at systemet er egnet og at det er tilfredsstillende sikkerhet mot at hele eller deler av fronten vil kunne falle ned. Iht. NS-EN 14475:2006 [\[282\]](#) skal frontsystemene ha en dimensjonerende levetid tilsvarende som for resten av konstruksjonen. Funksjonsegenskapene og bestandighet for frontsystemer dokumenteres, jf. NS-EN 14475:2006 [\[282\]](#).

Generell informasjon om frontkledninger er beskrevet i NS-EN 14475:2006 [\[282\]](#), se også Nordisk håndbok, Armert Jord og Fyllinger [\[281\]](#).



Figur 17.6.9—1 — Ferdig frontkledning med naturstein, Vingrom kirke (Foto: J. Vaslestad, Statens vegvesen)



Figur 17.6.9—2 — Ferdig frontkledning med betongblokker ved Bårlidalen, Eidsvoll (Foto: J. Vaslestad, Statens vegvesen)

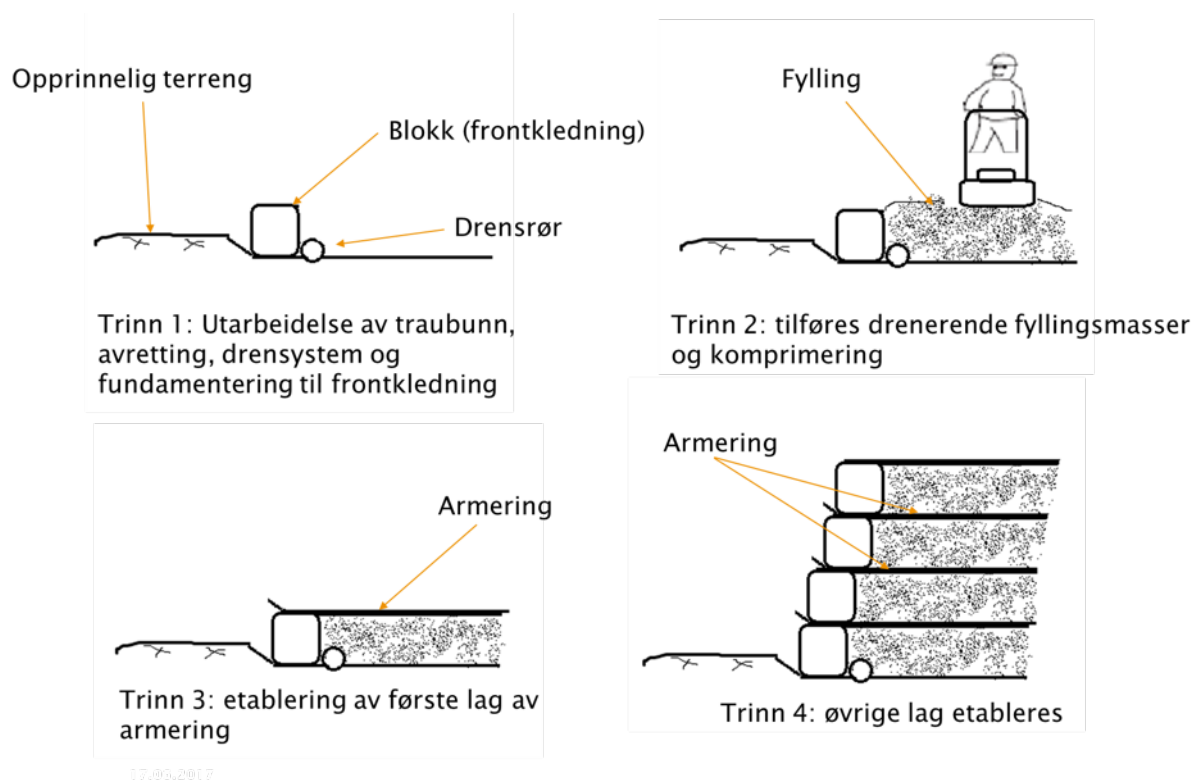
17.6.10 Utførelse og anleggskontroll

Korrekt utlegging, lagtykkelse og tilstrekkelig komprimering av fyllingsmaterialet er viktig for å kunne garantere at konstruksjonen vil fungere som forutsatt. Det forutsettes at lagtykkelsen og planeringen er slik at det er mulig å komprimere massene tilstrekkelig som anbefalt i veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger [47]. Krav om spesiell rekkefølge i komprimeringsarbeidet i områder nær frontkledningen eller hjørner etterfølges nøye (Nordisk Håndbok, Armert Jord og Fyllinger [281]).

Utførelse av armerte skråninger med prefabrikkerte frontpaneler/blokker anbefales utført i tråd med anbefalinger fra FHWA [295] og [296]. Utførelsen består generelt av følgende prosedyrer (Se figur 17.6.10—1):

- 1) Planering og avretting av traubunnen
- 2) Fundamentering om nødvendig
- 3) Montering av første rad av fasadeelementer / frontkledninger / blokker
- 4) Utlegging av første lag av komprimerte fyllingsmasser til første armeringslags nivå
- 5) Utlegging av første armeringslag på den komprimerte fyllingen: armeringen strammes godt under utleggingen og er ofte koblet til frontkledningen (for eks. blokker).
- 6) Utlegging av neste lag med komprimerte fyllingsmasser over første armeringslag og til nivået av neste armeringslag.

7) Videre gjentas steg 5 og 6 for etablering av resterende lag med armering og fyllingsmasser.



Figur 17.6.10—1 — Fremgangsmåte bygging av armerte skråninger

Det vil kunne være aktuelt å spesifisere kvalitetskontroll under bygging. Kvalitetskontrollen vil kunne bestå av materialkontroll samt selve byggingen.

Laboratorie-/materialkontroll ved utførelsen omfatter:

- Testing av armeringsmaterialet. Omfang av kontrollen skal være iht. NS-EN 13251:2016 [283]
- Korngraderingsanalyser og komprimeringskontroll av tilbakefyllingsmaterialet iht. vegnormal N200:2024 [1]

Iht. NS-EN 14475:2006 [282] bør kontroll i forbindelse med anleggsarbeidet omfatte følgende:

- armeringsmaterialet som leveres er i henhold til bestilling
- armeringen er tilfredsstillende festet til frontkledning (dersom relevant)
- armeringen legges ut i prosjektert retning
- armeringen strammes godt i hvert lag før utlegging av fyllmasser
- det er tatt hensyn til eventuelle forskjeller i strekkstyrke i materialet (retning)
- drenering er etablert som prosjektert
- lagtykkelser er som prosjektert
- konstruksjonens geometri er som prosjektert

17.6.11 Eksempler i Norge

Det finnes flere erfaringseksempler av utførte jordarmerte konstruksjoner i Norge med gode resultater. Nedenfor vises noen bilder av jordarmerte konstruksjoner som er bygget nylig. [Figur 17.6.11—1](#) viser jordarmert konstruksjon langs Fv. 47 Byflaten-Børkevegen og [figur 17.6.11—2](#) viser bilder av jordarmerte konstruksjoner fra bygging av gang- og sykkelveg langs E18 ved Nygårdskrysset.



Figur 17.6.11—1 — Bilde fra prosjektet FV 47 Byflaten-Børkevegen, Innlandet (Kilde: Statens Vegvesen, 2017)



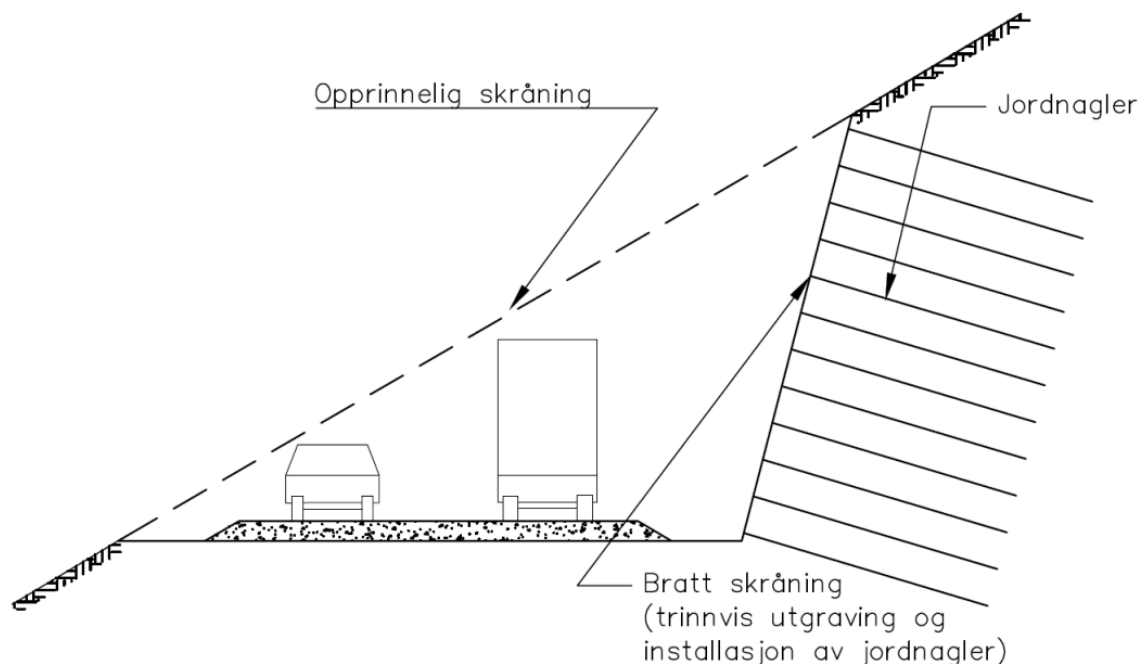
Figur 17.6.11—2 — Bilder fra prosjektet E18 gang \- og sykkelveg ved Nygårdskrysset (Kilde: Statens Vegvesen, 2016)

17.7 Jordnaglingskonstruksjoner

17.7.1 Generelt

Jordnagling er en aktuell metode for sikring av ustabile skråninger og skjæringer hvor jordnagler installeres i jordmassene, se [figur 17.7.1—1](#). Konstruksjonen består av en frontkledning og forankring med passive jordnagler til jordmassene bakenfor. Senteravstanden mellom naglene er typisk 1 – 1,5 m vertikalt og horisontalt, og lengden ligger i våre vanlige grunnforhold på ca. 0,6 – 0,8 ganger murhøyden. Fronthelningen tilpasses behovet.

Metoden er velegnet i friksjonsjordarter og morene og spesielt der massene er for faste til ramming av spunt. Det er en forutsetning at løsmassene har en viss kohesjon da skjæringen vil stå uforankret over en viss høyde under utgravingen mens jordnaglene installeres. Iht. Statens vegvesen publikasjon nr. 99 [\[297\]](#), anbefales det at permanente jordnaglingskonstruksjoner i vanlige middels faste til bløt leire unngås, men for avsetninger med fast overkonsolidert leire vil metoden kunne anvendes.



Figur 17.7.1—1 — Typisk bruk av jordnagling i utgravd skråning (Modifisert fra Jones [298])

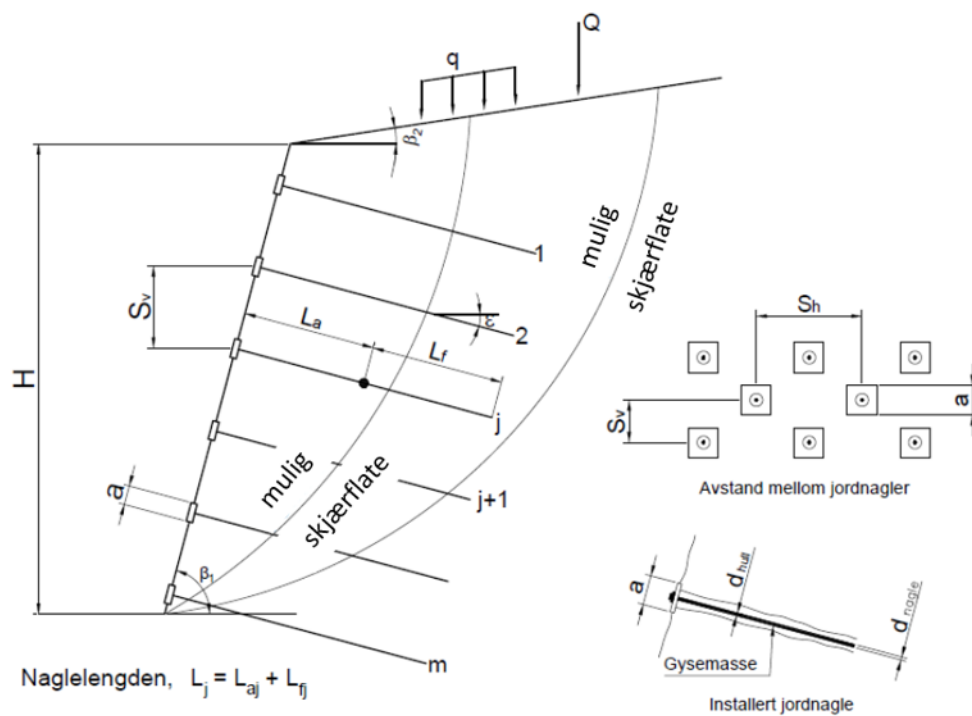
Teoretisk dimensjonering av jordnaglingskonstruksjoner er i prinsippet tilsvarende som for armerte jordkonstruksjoner med geosynteter. Hovedforskjellen mellom de to konstruksjonstypene er at en armert jordkonstruksjon bygges gjennom lagvis utlegging av armering og drenerte fyllmasser med god kontroll av utlegging og komprimering. En jordnaglingskonstruksjon er basert på at jorda armeres/forankres in situ og der lagdeling og sammensetning av massene vil variere og med potensielt vann og poretrykk i hele konstruksjonens levetid som det tas hensyn til.

Jordnagling i uttak av bratte skråninger gjennomføres med trinnvis utgraving og installasjon av jordnagler. Jordnagler installert i utgravde skråninger blir belastet så snart utgravingen er gjennomført. Jordnagler installert i en naturlig skråning vil derimot bli belastet når det forekommer bevegelser i skråningen (bevegelser i den aktive jordkilen).

Jordnaglene er vanligvis passive, det vil si at de ikke er forspente. Naglene påføres strekk ved at løsmassene får deformasjoner og mobiliserer krefter etter hvert som det graves ut. I gyste jordnagler vil en kunne påføre en forspenningskraft, etter at disse har blitt installert og gyst.

17.7.2 Geometri av typisk jordnaglingskonstruksjon

Geometrien samt betegnelser som er brukt for beskrivelse av typisk jordnaglingskonstruksjon er vist i [figur 17.7.2—1](#).



MERKNAD hvor

a = bredde jordnaglingshode

β_1 = helningsvinkel på jordnaglingskonstruksjon

β_2 = helningsvinkel terreng bak konstruksjon

d_{hull} = diameter til borehull

d_{nagle} = diameter jordnagle

ϵ = helningsvinkel på jordnagle

H = oppstøttingshøyde

L_a = armeringslengde aktiv sone

L_f = nødvendig forankringslengde

S_v = avstand mellom nagler vertikalt

S_h = avstand mellom nagler horisontalt

Figur 17.7.2—1 — Typisk geometri og dimensjoner for jordnaglingskonstruksjon

17.7.3 Dimensjonering av jordnaglingskonstruksjoner

Dimensjonering av utgravet skjæring eller eksisterende skråning med jordnagler omfatter følgende

- 1) Valg av dimensjon, type og avstand mellom naglene vanligvis basert på en analyse av ekstern og intern stabilitet (bruddgrensetilstand)

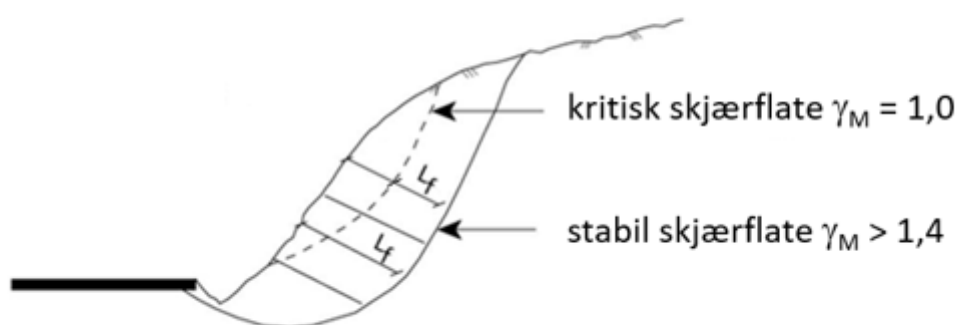
- 2) Sammenligning av akseptable deformasjoner i forhold til forventede deformasjoner – både deformasjoner under utførelse og i brukstilstand vurderes
- 3) Utforming av frontkledning
- 4) Utforming av drensssystem
- 5) Vurdering av behov for frostsikring
- 6) Vurdering av holdbarhetskrav for naglene
- 7) Vurdering av forblending og tilpasning av konstruksjonen til omgivelsene

I det følgende er det vist en enkel metode for dimensjonering av jordnaglingskonstruksjoner som vil kunne benyttes og som tar hensyn til faktorene listet ovenfor. Ved metoden som er beskrevet behandles effekt av naglene i prinsippet som en jordarmering uten bøyestivhet. Den stabiliserende effekten av dybelvirkning blir da neglisjert. Dette gir en litt konservativ dimensjonering.

Det finnes regneverktøy / regnemodeller som tar hensyn til dybelvirkning. Bruken av disse vurderes avhengig av stivheten på naglene. Det vises i denne sammenheng til Nordisk håndbok Armert jord og fyllinger [281] og Statens vegvesen publikasjon nr. 99 [297].

17.7.3.1 Indre- og ytrestabilitet

- a) Grunnforholdene kartlegges, dvs. dimensjonerende styrkeparametere for jorda, grunnvannstand osv. For detaljerte krav, se kapittel 2.2.3 og tabell 2.7 i Nordisk håndbok – Armert jord og fyllinger [281]
- b) Opptredende laster (permanente og variable) fastlegges og kritisk glideflate for ustabilisert skråning bestemmes.
- c) Nødvendig lengde av jordnaglene (L_f) anslås ved å kontrollere hvor langt bakover det er nødvendig å legge glidesnittet for stabilitetsanalysen for å oppnå tilstrekkelig sikkerhet for skråningen. Det vises til figur 17.7.3.1—1. Denne lengden kontrolleres etterpå med hensyn på forankringskapasitet.



Figur 17.7.3.1—1 — Overslag over nødvendig forankringslengde

For vurdering av nødvendig lengde og plassering av naglene finnes det også empiriske korrelasjoner (Bruce & Jewell [299]). For bratte skråninger, skråningsvinkel $> 80^\circ$, som består av granulære masser og morenemasser, er det utarbeidet dimensjoneringstabeller. Dimensjoneringstabellene tar utgangspunkt i tre inngangsparametere:

- 1) Forholdet mellom lengde av nagle og høyde av skråning (total utgravingshøyde), $\frac{L}{H}$

- 2) Tilgjengelig areal av nagle hvor friksjon mobiliseres, $\frac{(d_{hull}) \cdot L}{(s_v \cdot s_h)}$
- 3) Naglens styrke i forhold til arealet som den armerer, $\frac{(d_{nagle})^2}{(s_v \cdot s_h)}$

Avhengig av hvilken nagletype som velges er typiske verdier vist i [tabell 17.7.3.1—1](#). For borede/ gyste nagler er flere empiriske korrelasjoner avhengig av jordart vist i [tabell 17.7.3.1—2](#).

Tabell 17.7.3.1—1 — Innledende vurdering av nagleavstand, naglelengde og naglemønster i friksjonsjord (Bruce & Jewell [300])

Parametere	Borede/gyste	Rammet
1. L/H	0,5 – 0,8	0,5 – 0,6
2. $d_{hull} \cdot L / S_v \cdot S_h$	0,3 – 0,6	0,6 – 1,1
3. $(d_{nagle})^2 / S_v \cdot S_h$	$(0,4 – 0,8) \cdot 10^{-3}$	$(1,3 – 1,9) \cdot 10^{-3}$

Tabell 17.7.3.1—2 — Korrelasjonsverdier for borede og gyste nagler (Bruce & Jewell [300])

Parametere	Friksjonsjord	Morene og mergel
1. L/H	0,5 – 0,8	0,5 – 1,0
2. $d_{hull} \cdot L / S_v \cdot S_h$	0,3 – 0,6	0,15 – 0,2
3. $(d_{nagle})^2 / S_v \cdot S_h$	$(0,4 – 0,8) \cdot 10^{-3}$	$(0,1 – 0,25) \cdot 10^{-3}$
MERKNAD hvor L = naglelengden H = effektiv skråningshøyde D_{hull} = karakteristisk diameter av hullet hvor nagle og gysemasse (hvis anvendt) er installert S_v = vertikal avstand mellom naglene S_h = horisontal avstand mellom naglene D_{nagle} = karakteristisk tverrsnittdiameter for naglen		

Jordnagling deles ofte inn i to forskjellige grupper; nagler med liten innbyrdes avstand (vanligvis rammet) og borede/gyste nagler med større avstand. For den første gruppen er naglelengden omtrent 0,5 til 0,7 ganger skråningshøyden (H) og i det andre tilfellet 0,8 til 1,2·H.

d) Mobiliserbar skjærspenning (τ) langs jordnaglen beregnes av uttrykket

$$\tau = \alpha \cdot (a + p') \cdot \tan \varphi'_d \quad (17.7.3.1—1)$$

Naglenes forankringskapasitet beregnes ut fra følgende formel:

$$R = \tau \cdot \pi \cdot D \cdot L_f \quad (17.7.3.1—2)$$

MERKNAD hvor

a = attraksjon

φ'_d = mobiliserbar friksjonsvinkel

p' = midlere overlagingstrykk over naglen ($z \cdot \gamma'$)

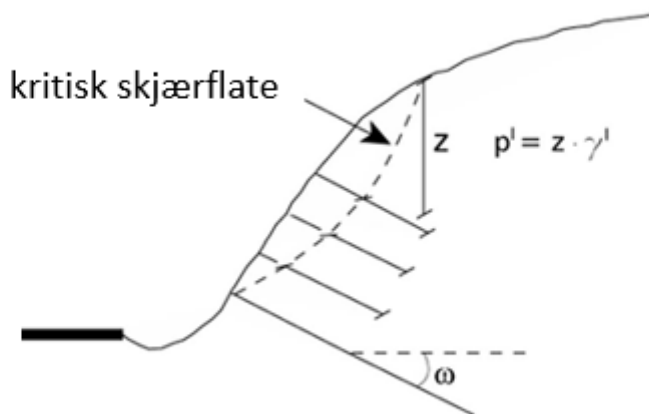
α = samvirkefaktor for friksjon mellom nagle og jord

D = diameteren på borekronen (ev. diameter på foringsrør)

L_f = lengden av naglen bak kritisk sirkel

R = naglenes forankringskapasitet

Forankringskapasitet R gitt av [formel \(17.7.3.1–2\)](#) brukes ikke som inputparameter i beregninger med elementmetoden. For veiledning om dette se [kapittel 17.8.2.1](#).



Figur 17.7.3.1–2 — Dimensjonering av naglenes forankringskapasitet

e) Horisontalkraft pr. m armert skråning, dvs. stabiliserende kraft i stabilitetsberegningen R_h beregnes ut ifra følgende formel:

$$R_h = \frac{R}{cc} \cdot \cos \omega \quad (17.7.3.1–3)$$

MERKNAD hvor

cc = senteravstand mellom naglene horisontalt langs veggen

ω = naglenes helning med horisontalen (se [figur 17.7.3.1–2](#))

f) Når forankringskapasitet (maksimal horisontalkraft) er beregnet for alle radene settes verdiene av R_h inn i stabilitetsberegningen for kritisk glidesnitt beregnet under punkt b).

Dersom oppnådd sikkerhetsfaktor er tilfredsstillende, er naglengden i forankringssonen L_f tilstrekkelig.

Formen på bruddplanet avhenger av jordart, naglens installasjonsvinkel, belastning, tid, antall nagler, grunnvann og skråningshelningen. Resultater fra tidligere forsøk (*Gässler et al.* [\[301\]](#)) indikerer at bruddflaten i overkonsoliderte faste leirer tenderer til å være sirkulær og at en sammensatt skjærflate er mer representativ i friksjonsjord. Hvis skråningshelningen er bratt så har bruddflaten en tendens til å være sammensatt mens en sirkulær bruddflate er mer representativ for en slak skråning. For en tilnærmet vertikal vegg i friksjonsjord med lik lengde på alle naglene vil det derfor kunne være tilstrekkelig å benytte analyser med en enkel jordkile fremfor en sirkulær glideflate. Hvis denne forenklede fremgangsmåten anvendes, benyttes et kraftpolygon til å bestemme nødvendig motstandskraft i naglene. Ved bruk av jordkileanalyse anbefales det at ulike jordkilevinkler benyttes i analysene (Nordisk håndbok Armert jord og fyllinger [\[281\]](#)).

Stabilitetsanalysene utføres for en enhetslengde av skråningen og fra dette vil horisontalavstanden mellom naglene kunne bestemmes. Horisontalavstanden tar også hensyn til utformingen av frontkledningen. Større avstand mellom naglene krever stivere frontkledning til å fordele kreftene mellom naglene. Generelt tilrås det at største avstand mellom naglene begrenses til 2 meter.

Uttrekkskapasitet i massene i den aktive sonen beregnes også. Hvis det ikke er tilstrekkelig kapasitet til å mobilisere skjærkraft langs jordnaglen, for å ta opp lastene i den aktive sonen, dimensjoneres naglehodet til å oppta nødvendig tilleggskraft som beskrevet i pkt. h) nedenfor.

g) Dimensjonerende strekkapasitet i naglene bestemmes ut ifra følgende:

I prosjekteringsfasen er naglenes forankringskapasitet og lengde bestemt i henhold til pkt d), e) og f) ovenfor. Endelig dimensjonering bekreftes imidlertid alltid med uttrekksforsøk i felt for å få verifisert at den antatte verdien som er benyttet i dimensjoneringen, er riktig. Forsøkene utføres enten på en offernagle, dvs en nagle som belastes til brudd og dermed ikke inkluderes som en av naglene i den ferdige konstruksjonen, eller på en nagle som bare belastes til arbeidsstyrken og som dermed vil kunne fortsette å virke som en av naglene i den ferdige konstruksjonen etter forsøket.

Iht. Nordisk håndbok Armert jord og fyllinger [281], for beregning av dimensjonerende uttrekkskapasitet benyttes formelen:

$$R_d = h \cdot \frac{R_k}{\gamma_T} \quad (17.7.3.1-4)$$

$$\eta = 1/\xi \quad (17.7.3.1-5)$$

$$\gamma_T = (\gamma_c \text{ eller } \gamma_\phi) \cdot \gamma_m \quad (17.7.3.1-6)$$

Hvor R_k er et karakteristisk gjennomsnitt eller minimumsverdi bestemt fra lastforsøk og $\eta=1/\xi$ er en faktor avhengig av antall forsøk. γ_T er en faktor som tar hensyn til naturlige variasjoner i uttrekkskraften på grunn av jordartens egenskaper og egenskaper ved naglene. For Partialfaktoren for jordstyrke (γ_c/γ_ϕ) henvises det til vegnormal N200:2024 [1]. Iht. Formel (17.7.3.1-6), for faktoren γ_T , multipliseres partialfaktoren for jordstyrken (γ_c/γ_ϕ) med γ_m , en faktor som tar hensyn til naturlige variasjoner rundt jordnaglen (overflateareal, normalspenning og overflateruhet). Verdien for γ_m (iht. Nordisk håndbok for armert jord [281]) foreslås å ligge mellom 1,2 til 1,4 avhengig av type jordnagle. En rammet nagle med konstant areal har lavere verdi for γ_m enn en gyst nagle hvor overflatearealet forventes å variere.

Faktoren ξ tar hensyn til usikkerheter ved forsøksmetoden. Anbefalte verdier er gitt i Eurokode 7- del 1 [3].

h) Fronten av konstruksjonen vil kunne bestå av for eks. sprøytebetong eller geotekstiler forblendet med tørrsteinsmur eller betongblokkmur. Trykk mot fronten vil da kunne beregnes etter empirisk metode som vist under:

$$p = \frac{S_o}{s_h \cdot s_v} \quad (17.7.3.1-7)$$

$$S_o = 0,6 \cdot R_d \quad \text{når } s \leq 1m \quad (17.7.3.1-8)$$

$$S_o = \left(0,5 + \frac{s-0,5}{5}\right) \cdot R_d \quad \text{når } 1 \leq s \leq 3m \quad (17.7.3.1-9)$$

$$S_o = 1 \cdot R_d \quad \text{når } s \geq 3m \quad (17.7.3.1-10)$$

MERKNAD hvor

p = trykk mot fronten

S_o = Strekkraft i fronten

s_h = horisontal avstand mellom naglene (meter)

s_v = vertikal avstand mellom naglene (meter)

S_o = Strekkraft i fronten

R_d = dimensjonerende forankringskapasitet

s = den største verdien av s_h og s_v (meter)

i) Ekstern stabilitet og totalstabilitet

Etter å ha bestemt nødvendig plassering av naglene for å oppnå en stabil konstruksjon bestående av nagler og jord, utføres ytterligere kontroller. Følgende eksterne bruddmodeller vurderes:

- horisontalglidning på grunn av aktivt jordtrykk fra jorda bak jordnaglingsblokken som virker på jordnaglingsblokken
- bæreevnebrudd (vekten av blokken og horisontaltrykket som virker på baksiden vil kunne forårsake grunnbrudd)
- velting av den armerte blokken
- totalstabilitet (selv om jordnaglingsblokken i seg selv er stabil vil totalstabiliteten likevel kunne være for dårlig)

Etter å ha bestemt endelig utforming av skråning og jordnaglingssystem utføres det i tillegg for utgravede skråninger stabilitetsanalyser for å bekrefte at hvert enkelt stadium i utgravingsfasen har tilstrekkelig stabilitet. Det vil kunne bli nødvendig å legge restriksjoner på høyden og lengden av hver seksjon som graves ut.

17.7.3.2 Deformasjoner

For konstruksjoner hvor bevegelser av fronten er akseptabelt, vil det kunne være tilstrekkelig å gjøre et overslag over deformasjonene basert på empiriske løsninger slik som foreslått av Clouterre [302]. For mer følsomme konstruksjoner vil en mer omfattende undersøkelse av deformasjonene være nødvendig, ved f.eks. bruk av FEM-analyser.

Figur 17.7.3.2—1 og tabell 17.7.3.2—1 gir et empirisk estimat av horisontale og vertikale deformasjoner av fronten til en jordnaglet vegg, for ulike jordarter. Den ferdige konstruksjonen vil ha en tendens til å bevege seg utover på grunn av konstruksjonsmetoden med størst bevegelse i toppen av skråningen. For å redusere effekten av denne bevegelsen, vil skråningen i utgangspunktet kunne bygges med noen graders større helning bakover.

Bevegelser av skråningen vil kunne føre til setninger bak fronten. Avstanden til masser bak fronten som vil kunne bli påvirket, anslås i samsvar med følgende uttrykk i henhold til FHWA - Clouterre [302].

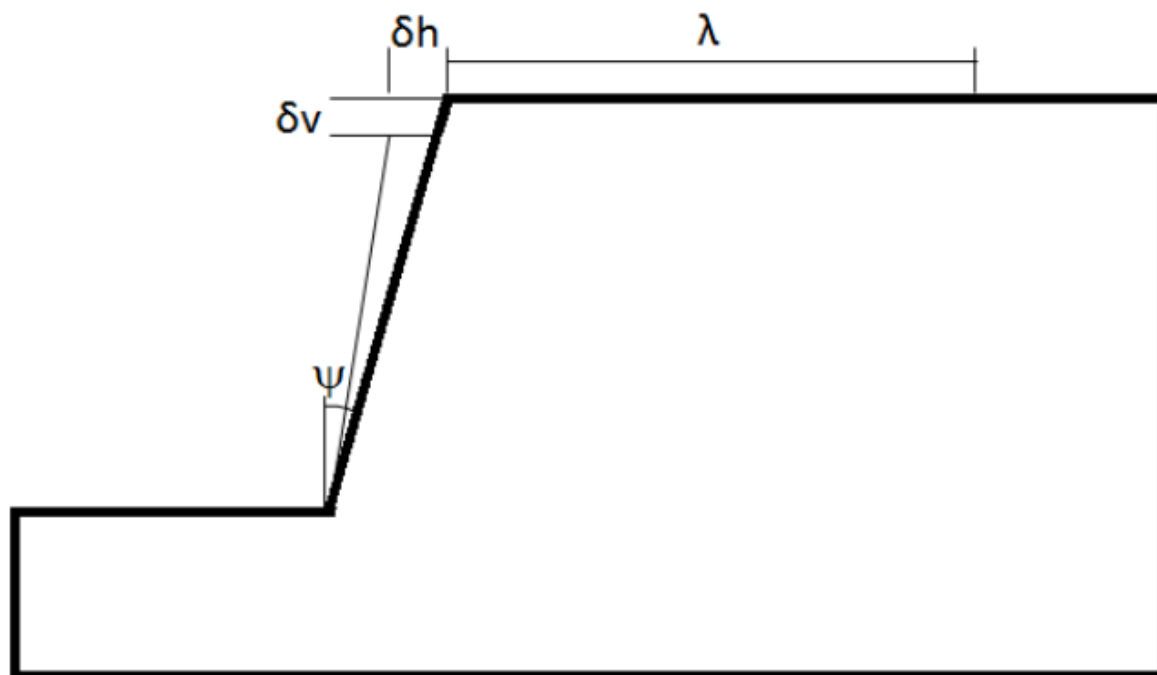
$$\lambda = H(1 - \tan\psi) \cdot k \quad (17.7.3.2—1)$$

MERKNAD hvor

H = høyden av vegg

ψ = opprinnelig helning av fronten fra vertikalen

k = en empirisk faktor i henhold til tabell 17.7.3.2—1



Figur 17.7.3.2—1 — Deformasjoner i jordnaglet vegg

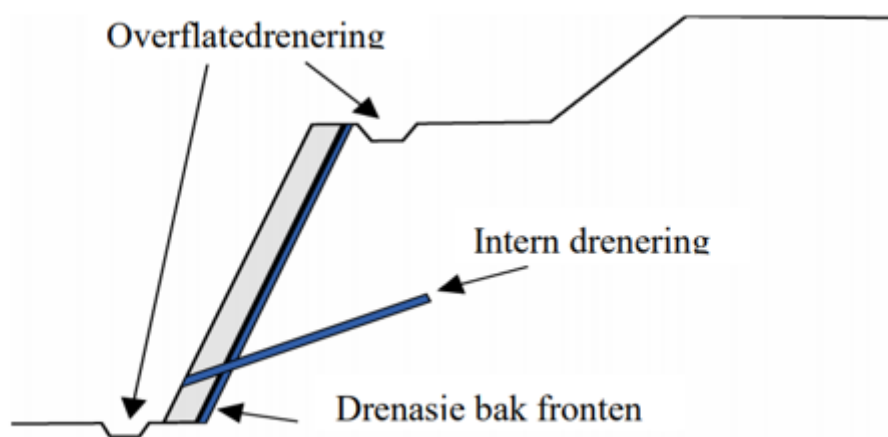
Tabell 17.7.3.2—1 — Estimat av horisontale og vertikale deformasjoner, jordnaglet vegg (Clouterre [302])

	Velgradert morene (stein)	Sand	OC Leire
$\delta_v = \delta_h$	$H/1000$	$2H/1000$	$4H/1000$
κ	0,8	1,25	1,5

17.7.3.3 Drenering og isolering

Drenering sørger for at vanntrykk mot fronten og oppbygging av poretrykk som vil kunne påvirke stabiliteten og ha andre skadelige effekter på konstruksjonen unngås. Momenter beskrevet i [kapittel 17.6.8](#) for armert jordkonstruksjoner gjelder også for jordnaglede konstruksjoner.

I hovedsak anbefales det tre typer drenering i armerte vegger. Disse er: overflatedrenering, intern drenering og drenasje rett bak den armerte veggen. Se [figur 17.7.3.3—1](#) nedenfor.



Figur 17.7.3.3—1 — Forskjellige typer drenasjesystemer (Nordisk Håndbok Armert jord og fyllinger [281])

17.7.3.4 Bestandighet

Kravet til korrosjonsbeskyttelsessystem avhenger av miljø, jordart og konsekvensene av et sammenbrudd.

Krav og dokumentasjon om bestandighet gjøres i samsvar med NS-EN 14490:2010 [209]. Standarden beskriver også forskjellige metoder som anvendes for å sikre nødvendig korrosjonsbeskyttelse.

Det foreligger flere metoder for å oppnå ønsket korrosjonsbeskyttelse. Det enkleste er å øke naglens dimensjon tilsvarende forventet korrosjon i løpet av konstruksjonens levetid. Det er imidlertid vanskelig å anslå korrosjonshastigheten i en gitt lokalitet, se Peleveiledningen [69]. Som en følge av dette er metoden vanligvis anvendt i tilfeller hvor utfall av en nagle ikke vil ha alvorlige følger for konstruksjoner med kort levetid.

Andre metoder er å belegge ståloverflaten med sink eller epoxy. Et uskadet belegg vil vanligvis hindre korrosjon av naglen, problemet er å hindre skader på belegget under håndtering, lagring og installasjon på byggeplassen. Innkapsling av stål i gysemasse vil redusere korrosjonsfaren hvis gysmassen ikke sprekker opp. Der det vil kunne oppstå sprekker kombineres derfor metoden gjerne med annen form for korrosjonsbeskyttelse jf. NS-EN 14490:2010 [209].

Jordnagler for permanente konstruksjoner (levetid lengre enn 2 år) anbefales å ha dobbel korrosjonsbeskyttelse.

Iht. NS-EN 14490:2010 [209] bør regelmessig inspeksjon og vedlikehold av jordnaglingskonstruksjoner vurderes. Dette baseres på valgt geoteknisk kategori for konstruksjonen.

17.7.3.5 Frontkledning

Som en del av jordnaglingskonstruksjoner inngår ofte bruk av sprøytebetong eller armeringsnett. For permanente konstruksjoner benyttes gjerne natursteinsforblending utenpå sprøytebetongen/geonettet. Frontkledningen dimensjoneres for å kunne oppta bøyemomenter forårsaket av jordtrykk mellom naglene og for å hindre gjennomlokking av naglehodet. Valg av frontkledning anbefales å foretas i samråd med landskapsarkitekt for å sikre at muren tilpasses andre konstruksjoner.

Felles krav iht. NS-EN 14490:2010 [209], uansett valg av frontkledning, er at denne skal tåle de setninger og deformasjoner som konstruksjonen påregnes å kunne bli utsatt for. Dersom det forventes deformasjoner over tid anbefales det å velge en fleksibel løsning. Slike fleksible løsninger vil for eksempel være gabion- eller oppbrettskonstruksjon. For slike konstruksjoner er det viktig at armeringen ikke skades av ultrafiolett stråling (sol), hærverk eller gressbrann.

For slakere skråninger med jordnagling (f.eks. $<70^\circ$) vil det også kunne benyttes løsninger med frontkledning med vegetasjonsdekke.

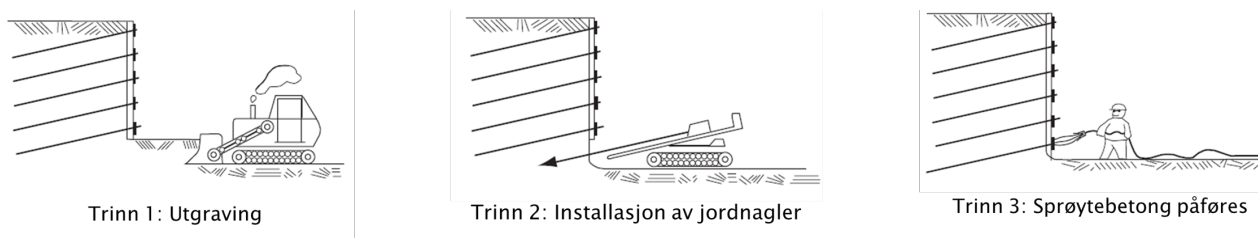
Generell informasjon om frontkledninger er beskrevet i NS-EN 14490:2010 [209]. For ytterligere informasjon om dette, se også Nordisk håndbok – Armert jord og fyllinger [281].

17.7.3.6 Utførelse og anleggskontroll

Etablering av jordnaglingskonstruksjoner skjer vanligvis i etapper. For utgravde skråninger graves det til et på forhånd fastsatt nivå. Deretter installeres første naglerad i blottlagt skjæring og fronten sikres (sprøytebetong/geonett). Kontakt til fronten etableres gjerne med stålplate og mutter på naglen. Prosedyren gjentas så suksessivt til ønsket gravenivå er nådd.

For sikring av naturlige skråninger monteres naglerader i planlagte nivå og som for skjæringer sikres fronten.

Fremgangsmåten ved etablering av utgravde skråninger er vist på figur 17.7.3.6—1. Det henvises til NS-EN-14490:2010 [209] for ytterligere detaljkrav i utførelse av jordnaglingskonstruksjoner.



Figur 17.7.3.6—1 — Fremgangsmåte ved etablering av jordnagling (SVV publikasjon nr. 99 [297])

Jordnaglingskonstruksjoner krever bratte skjæringer i løsmassen med høyde 1-2m uten stabilisering i anleggsperioden. Skjæringene forutsettes da å stå stabilt over en periode, minst noen timer, før installering av naglene og frontkledning. Metoden er derfor mest egnet for jord med en naturlig grad av "kohesjon" eller sementering. Som regel plasseres frontens sikring så raskt som mulig for å forhindre avspenning av grunnen. Fiberarmert sprøytebetong vil kunne brukes som midlertidig sikring for å hindre utrasing av masser med lav kohesjon. I Hurlimose systemet er hellende stålarmering ofte rammet før man legger nett og sprøytebetong (Bruce & Jewell [299] og [300]). Det anbefales også å bruke erosjonssikring mot overflateerosjon dersom det er mye nedbør under anleggsperioden.

Før arbeid med installasjon av nagler starter, er det viktig å ha avtalt følgende:

- 1) Nagletype og installasjonsmetode
- 2) Toleranser når det gjelder naglenes plassering

Tre hovedmetoder for installasjon av nagler foreligger: direkte installasjon, installasjon ved forboring og boring samt gysing (injeksjonsstag). Direkte installasjon kan utføres ved ramming med slag, vibrasjon eller ballistiske metoder. Installasjon ved bruk av forboring og gysemasse kan omfatte enten gravitasjonsgysing eller gysing med trykk. Den tredje metoden som har gitt gode resultater, er å injisere gysemasse kontinuerlig under boring av naglene, med å bruke et såkalt injeksjonsstag. Det finnes mye erfaring hvor den siste metoden har blitt brukt med gode resultater i forskjellige områder i Norge.

Prosjekterende beskriver utførelseskontroll og prøvebelastning. For utførelseskontroll og prøvebelastning av nagler henvises det til NS-EN 14490:2010 [209]. Kontrollen omfatter bl.a. protokoller, testing og overvåking under byggingen.

Int. NS-EN 14490:2010 [209] skal en jordnaglingsplan være tilgjengelig på byggeplassen under utførelse av jordnaglingskonstruksjon og omfatter blant annet følgende opplysninger: egenskaper til installerte jordnagler, plassering, installasjonsteknikk, utførte tester, korrosjonsbeskyttelse og hindringer under installasjon.

For detaljerte krav for utførelse og kontroll henvises det til NS EN-14490:2010 [209] og Nordisk håndbok – Armert jord og fyllinger [281].

17.7.3.7 Eksempler i Norge

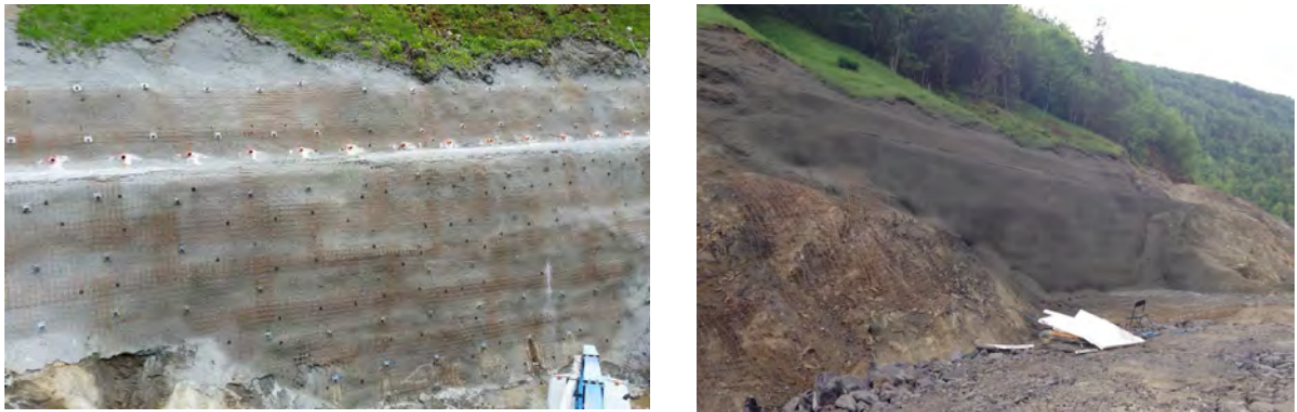
Jordnagling har vært brukt i Norge siden 90-tallet og det er gjennomført mange konstruksjoner med denne løsningen. Nedenfor er noen eksempler av jordnaglet konstruksjoner gjengitt.



Figur 17.7.3.7—1 — Montering av jordnagler ved Vingrom kirke i Oppland (SVV publikasjon nr. 99) [297]



Figur 17.7.3.7—2 — Montering av jordnagler ved Bårlidalen, Eidsvoll (Foto: J. Vaslestad, 2017)



Figur 17.7.3.7—3 — Permanent jordnagling ved Tysse, Samnanger. (Foto: FAS, 2014)

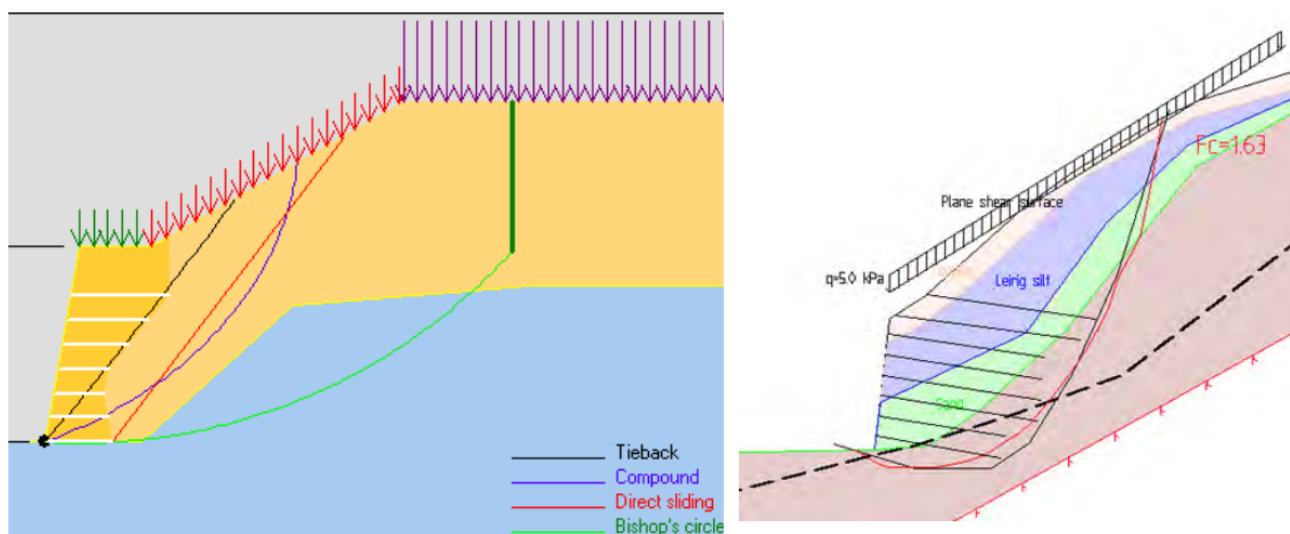
17.8 Beregningsprogrammer

Det finnes programvarer for dimensjonering av jordarmerte konstruksjoner og jordnagling basert på både likevektsmetode (LEM) og elementmetode (FEM).

Generelt vil man kunne anvende parametere som vanligvis brukes i håndberegninger også i programvarer basert på likevektsmetode. Mens elementmetodeprogramvarer krever flere parametere f.eks. stivhetsparametere. Beregninger for sikkerhetsfaktor i FEM programvarer vil også kunne utføres raskt, men beregninger tar mer tid om det brukes avanserte jordmodeller slik at man får en mer nøyaktig deformasjonsberegning samt krefter mot stive frontkledningssystemer. FEM er også godt egnet for å studere deformasjoner og deformasjonsutvikling gjennom byggeperioden og utvikling over tid i bruksfasen.

17.8.1 Prosjektering av geosyntetarmerte skråninger og jordnagling ved likevektsmetode

Beregninger i programvarer basert på likevektsmetode jf. [Figur 17.8.1—1](#) vil kunne utføres raskt, men slike programvarer simulerer ikke samvirke mellom jord og konstruksjonselementer. Derfor får man ikke deformasjoner og krefter ved fronten av jordarmerte konstruksjoner. Likevektsmetoden bruker vanligvis forenklete materialmodeller og krever enklere parameterdefinisjon. Denne metoden er godt egnet for å dokumentere gjennomførbarhet, og passer bra for tidlige planfaser i prosjekter.



Figur 17.8.1—1 — Typiske eksempler på modellering av jordarmerte støttemurer med likevektsmetode-baserte programvarer (V. Klemetsrud støttemur , 2008) og (H. Jordnagling ved Langfossen rasteplass, 2016).

17.8.2 Prosjektering av geosyntet-armerte skråninger med elementmetode (FEM)

Prosjektering av armerte og jordnaglede konstruksjoner blir i de fleste tilfeller modellert med elementmetodeberegninger. Dette er en samvirkeberegning som simulerer samvirke mellom jord og konstruksjoner og kan gi mer realistiske resultater for både brudd i jord og deformasjoner. Det vil også være mulig å simulere brudd i frontkledning med bruk av FEM. Dette krever inputparametere som karakteristiske verdier for egenskaper for jord, armering og jordnagler.

17.8.2.1 Prosjekteringsgrunnlag og inputparametere for jordnagling

Prosjektering av jordnagling ved bruk av FEM utføres med dimensjoneringsmetode 3 iht. Eurokode 7 – del 1 [3].

Karakteristisk verdi for jord-styrke velges basert på geotekniske undersøkelser og iht. Eurokode 0 [2]. Karakteristisk uttrekkskapasitet R_k beregnes etter følgende formler:

$$R_k = \tau_k \cdot \pi \cdot D \cdot L_f \quad (17.8.2.1—1)$$

$$\tau_k = \alpha \cdot (a + p') \cdot \tan \phi'_k \quad (17.8.2.1—2)$$

MERKNAD hvor

R_k = Karakteristisk uttrekkskapasitet av nagle

τ_k = Karakteristisk grensemantelfriksjon (parameter kalles også q_s)

a = attraksjon

ϕ'_k = Karakteristisk friksjonsvinkel

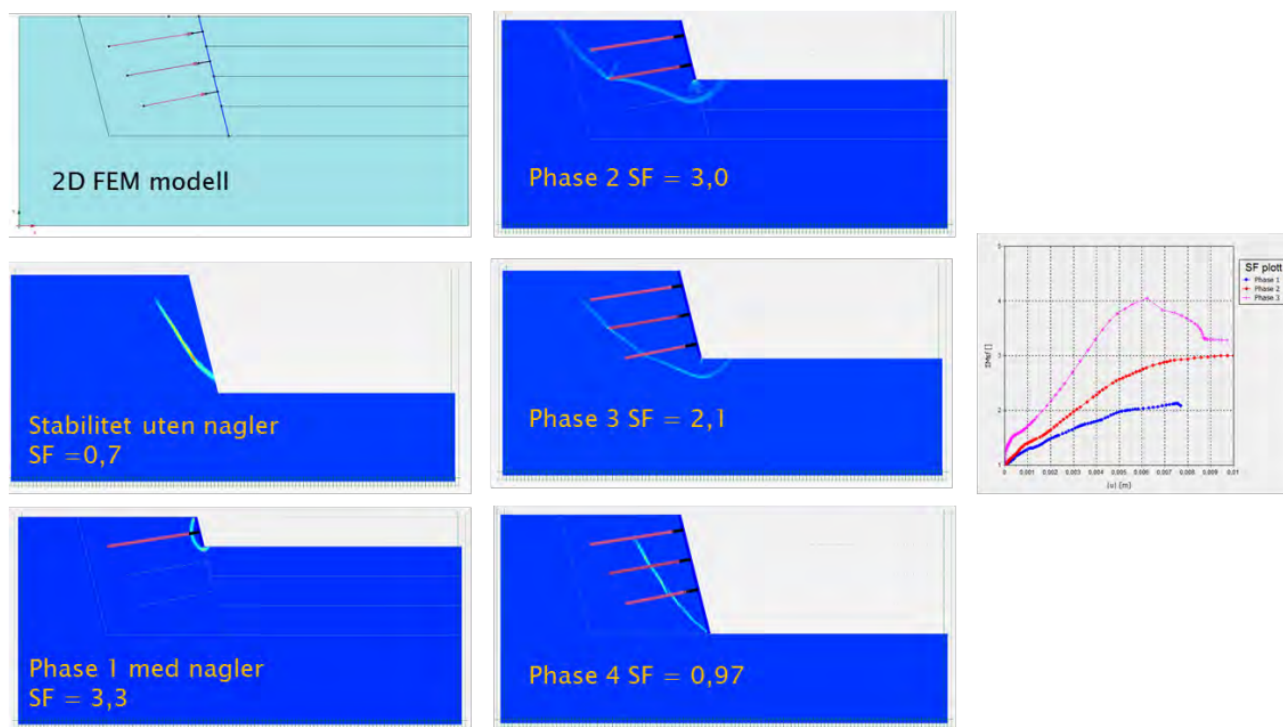
p' = midlere overlageringstrykk over naglen ($z \cdot \gamma'$)

α = samvirkefaktor for friksjon mellom nagle og jord (mellom 0,5-0,9 avhengig av jordmasser og gysemetoden)

D = diameteren på borkrone (ev. diameter på foringsrør)

L_f = lengden av naglen bak kritisk skjærflate

Figur 17.8.2.1—1 viser et typisk dimensjoneringsseksempel for en jordnaglingskonstruksjon med bruk av FEM programvare (2D).



Figur 17.8.2.1—1 — FEM analyse av jordnaglingskonstruksjon (Norsk Geoteknisk Forening [303]).

Nøyaktigheten av resultater fra FEM programvarer er avhengig av flere faktorer. Disse er:

1) Valg av jordmodell og tilhørende parametere

Jordmodellen Mohr –Coulomb er den mest konvensjonelle og mest brukte modellen i FEM programvarer. Bruk av modellen i modellering av jordnaglingskonstruksjoner er generelt fornuftig når det ikke trengs nøyaktig simulering av deformasjon. Imidlertid vil avanserte versjoner av modellen, slik som HS modell (Hardening Soil model) eller HS-small modell kunne brukes for nøyaktigere simulering av deformasjoner jf. Singh & Sivakumar [304].

1) Element-størrelse

Resultat fra FEM beregning er vanligvis avhengig av element-størrelsen som kontrollerer mesh-tetthet i FEM modeller. Grovere mesh tetthet har gitt noe lavere krefter samt deformasjon i modelleringen, og derfor noe høyere sikkerhetsfaktor. Det anbefales å anvende grov tetthet for hele geometrien og finere tetthet rundt jordnaglingsarealet jf. Singh & Sivakumar [304].

1) Modellering av jordnagler med eller uten bøyestivhet

Empiriske beregningsmetoder samt programvarer basert på likevektsmetode forutsetter jordnagler uten bøyestivhet. Denne betraktningen går også an å modelleres i FEM programvarer. Det er dog observert at med å inkludere bøyestivheten av nagler får man mindre aksiale krefter i nagler. I tillegg vil deformasjon samt krefter og bruddmekanismer ved frontkledning simuleres bedre med å ta med bøyestivhet for nagler i modelleringen iht. Singh & Sivakumar [304].

17.9 Symbolliste

Tabell 17.9—1

Symbol	Forklaring
a	Bredde jordnaglingshode
b	Fundamentbredde
B_0	Bærende fundamentbredde
b	Bredde av armeringsbånd
c	Avstand fra ytterkant konstruksjon til senter av fundament
C_u	Graderingstall
D_z	Bredden av lastvirkning i vilkårlig dybde z
d_h	Vertikal avstand mellom armeringslag
d_s	Horisontal avstand mellom armeringsbånd
ΔE_h	Andel av F_h
E	Dimensjonerende kraft
E_{H1}	Horisontalkraft uarmert sone
E_{H2}	Horisontalkraft armert sone
$E_{h, maks}$	Maksimal horisontal strekkraft i armeringslag
E_{maks}	Maksimalverdi av kraft
E_{tot}	Summen av kreftene i armeringslag
E_v	Vertikalkraft
E_{zS}	Strekkraft i armering i dybde z
E_{zz}	Strekkraft i armering i dybde z
e	Eksentrisitet
F_h	Horisontalkraft
F_i	Reduksjonsfaktor
F_3	Reduksjonsfaktor for biologisk og kjemisk forvitring
H	Høyde på støttemur Fyllingshøyde Effektiv skråningshøyde
K_0	Hviletrykkskoeffisient
K_A	Aktiv jordtrykkskoeffisient
L	Naglelengde
L_a	Armeringslengde i aktiv sone
L_f	Forankringslengde
L_{min}	Nødvendig lengde armert sone
n	Antall armeringslag
p'	Midlere overlagingstrykk over nagle ($z \cdot \gamma'$)
Q	Kraft i armeringen
q	Terrenglast/trafikklast
R	Naglenes forankringskapasitet
R_d	Dimensjonerende uttrekkskapasitet

Tabell 17.9—1 (fortsettelse)

Symbol	Forklaring
R_h	Horisontalkraft pr. meter
R_k	Karakteristisk gjennomsnitt
S	Linjelast
S_h	Horisontal avstand mellom jordnagler
S_v	Vertikal avstand mellom jordnagler
X_d	Dimensjonerende verdi av en materialegenskap
X_k	Karakteristisk verdi av en materialegenskap
z	Dybde
z_a	Dybde til punkt a
z_b	Dybde til punkt b
c_c	Senteravstand
d_{hull}	Diameter på hullet til gysemassen rundt jordnagle
d_{nagle}	Diameter på jordnagle
r_b	Ruhet
α_f	Vinkel for teoretisk bruddflate
α	Samvirkefaktor for friksjon mellom jord og armering
β_t	Vinkel for terreng bak front
β_1	Helningsvinkel på jordnaglingskonstruksjon
β_2	Helningsvinkel på terreng bak konstruksjon
δ	Helningsvinkel på konstruksjon
δ_h	Horisontal deformasjon
δ_v	Vertikal deformasjon
ε	Helningsvinkel på jordnagle
φ'	Effektiv friksjonsvinkel
φ'_d	Mobiliserbar (dimensjonerende) friksjonsvinkel
γ	Tyngdetetthet
γ_1	Tyngdetetthet for bakfyllmassene
γ_c	Partialfaktor jordstyrke
γ_ϕ	Partialfaktor jordstyrke
γ_M	Partialfaktor for en geoteknisk parameter (materialegenskap) som også tar hensyn til modellusikkerhet
γ_σ	Partialfaktor for glidning på armering
λ	Avstand til masser bak fronten som vil kunne bli påvirket
η_1	Omregningsfaktor for kryp
η_2	Omregningsfaktor for anleggskader
η_3	Omregningsfaktor for biologisk og kjemisk forvitring
σ'	Effektiv normalspenning
σ_v	vertikalspenning
$\sigma_{max\text{till}}$	Tillatt påkjenning
τ	Skjærspenning

Tabell 17.9—1 (*fortsettelse*)

Symbol	Forklaring
ω	Naglenes helning med horisontalen
ξ_1	Reduksjonsfaktor, basert på gjennomsnittsverdi fra forsøk
ξ_2	Reduksjonsfaktor, basert på laveste målte verdi fra forsøk
ψ	Opprinnelig helning av fronten fra vertikalen
κ	Empirisk faktor

18 Vibrasjoner

18.1 Innledning

I forbindelse med veganlegg vil vibrasjoner i undergrunnen kunne oppstå i anleggsperioden som følge av f.eks. bergsprengning, massetransport (lastebiler/dumpere), komprimering (vibrasjonsvalser) og ramming av spunt og peler. Dette fører ofte til klager, og innimellom til påstander om at nærliggende bygninger og andre konstruksjoner er påført skader av vibrasjonene. I verste fall vil det kunne føre til reelle skader og utløsning av skred.

Statens vegvesen får også fra tid til annen klager på sjenanse fra beboere i bygninger nær veg, og spørsmål om det er sammenheng mellom vibrasjoner fra vegtrafikk og skader på eiendom. Økningen i antall saker i de senere år sees på bakgrunn av endringene i kjøreretøyparken (større enheter) samt økt trafikk tetthet. Dessuten har endringer i retning av mer miljøbevisste holdninger påvirket utviklingen.

Anleggs- og trafikkvibrasjoner vil også kunne ha innvirkning på spesielt ømfintlige instrumenter, så som elektronmikroskop og annet sensitivt måleutstyr, samt fasiliteter for produksjon av mikroelektronikk og nanoteknologi.

I det følgende er det gitt en kort generell beskrivelse av vibrasjoner og hvordan de sprer seg, av virkning på konstruksjoner og skadekriterier samt forskjellige faktorer som påvirker vibrasjoner fra vegtrafikk, sprengningsarbeider og annen anleggsvirksomhet som ramming av spunt og peler, pigging og komprimering. I tillegg er det pekt på forhold som anbefales at kontrolleres før arbeid som medfører vibrasjoner settes i verk.

Det er i denne sammenheng vist til følgende norske standarder på området:

- NS 8176:2017 «Vibrasjoner og støt - Måling i bygninger av vibrasjoner fra landbasert samferdsel, vibrasjonsklasser og veiledning for bedømmelse av virkning på mennesker» [\[305\]](#)
- NS 8141-1:2022 «Vibrasjoner og støt – Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk – Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt på byggverk, inkludert tunneler og bergrom [\[306\]](#)
- NS 8141-3:2014 «Vibrasjoner og støt – Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk – Del 3: Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire» [\[307\]](#)
- NS 8141-4:2021 Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk. Del 4: Retningslinjer for besiktigelse av byggverk og eiendom før bygge- eller anleggsstart [\[308\]](#)

Til NS 8141-1:2022 [\[306\]](#), NS 8141-3:2014 [\[307\]](#) og NS 8141-4:2021 [\[308\]](#) er det i 2023 gitt ut en publikasjon; P-828:2023 Veiledning til NS 8141. Vibrasjoner fra sprengning og annen anleggsvirksomhet [\[309\]](#).

Lovverket som regulerer forhold knyttet til skade og sjenanse fra veganlegg og vegtrafikk er Grannelova (naboloven, [\[310\]](#)) og Forurensingsloven [\[311\]](#). I utbyggingssammenheng er Plan- og bygningsloven [\[312\]](#) og tilhørende Byggteknisk forskrift (TEK17) [\[132\]](#) sentrale. NS 8176:2017 [\[305\]](#) viser direkte til Veiledningen til byggteknisk forskrift [\[313\]](#).

18.2 Beskrivelse av vibrasjoner

Hvis en forstyrrelse initieres i et elastisk materiale vil den kunne spre seg i form av spenningsendringer som brer seg ut som bølger i materialet. Berg og løsmasser vil i denne sammenheng oppføre seg som elastiske materialer. Bølgenes utbredelsesfart avhenger av materialets elastisitet og tetthet. I et homogent elastisk medium med ubegrenset utstrekning vil kun to fundamentale bølgetyper eksistere; trykkbølger og skjærbølger.

I praksis er grunnen hverken homogen eller har ubegrenset utstrekning. Markoverflaten og flatene mellom markens forskjellige lag gjør at bølgene i tillegg til å forplante seg også reflekteres, brytes og

samvirker på annen måte slik at det dannes ulike typer sekundære bølger/grenseflatebølger som Rayleigh- og Lovebølger. Av disse er Rayleighbølgene viktigst. De bærer med seg hoveddelen av tilført energi og er derfor den bølgeformen som vanligvis skaper størst problemer for bygninger og andre konstruksjoner på terreng ved sprengning eller annen anleggsvirksomhet og trafikk på overflaten. Ved tunnelsprengning under bebyggelse vil imidlertid trykkbølgene dominere på korte avstander.

18.2.1 Vibrasjonsmål

Spenningsendringene i materialet fører til deformasjonsendringer i form av vibrasjoner. De vil kunne registreres enten som dynamisk forskyvning, svingningshastighet eller akselerasjon. Hvis påvirkningen er harmonisk (f.eks. fra en vibrator) vil sammenheng mellom forskyvning, δ , svingningshastighet, v , og akselerasjon, a , i et punkt kunne uttrykkes slik:

$$\delta = A_0 \cdot \sin(2\pi f t) \quad (18.2.1-1)$$

$$v = A_0 2\pi f \cdot \cos(2\pi f t) \quad (18.2.1-2)$$

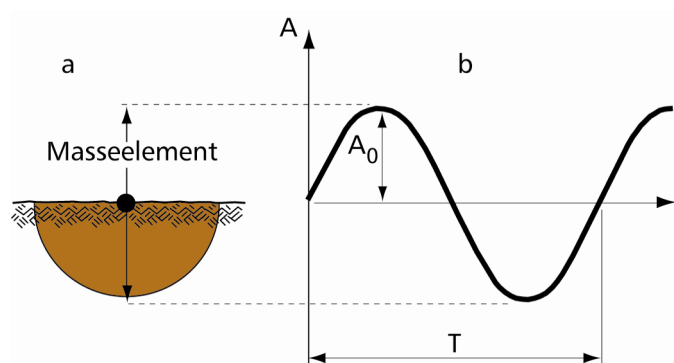
$$a = -A_0 \cdot 4\pi^2 f^2 \cdot \sin(2\pi f t) \quad (18.2.1-3)$$

MERKNAD hvor

A_0 = maksimal forskyvningsamplitude

f = frekvens

t = tid



Figur 18.2.1—1 — Harmonisk svingning

I [figur 18.2.1—1](#) er T svingeperioden. Frekvensen er: $f = \frac{1}{T}$

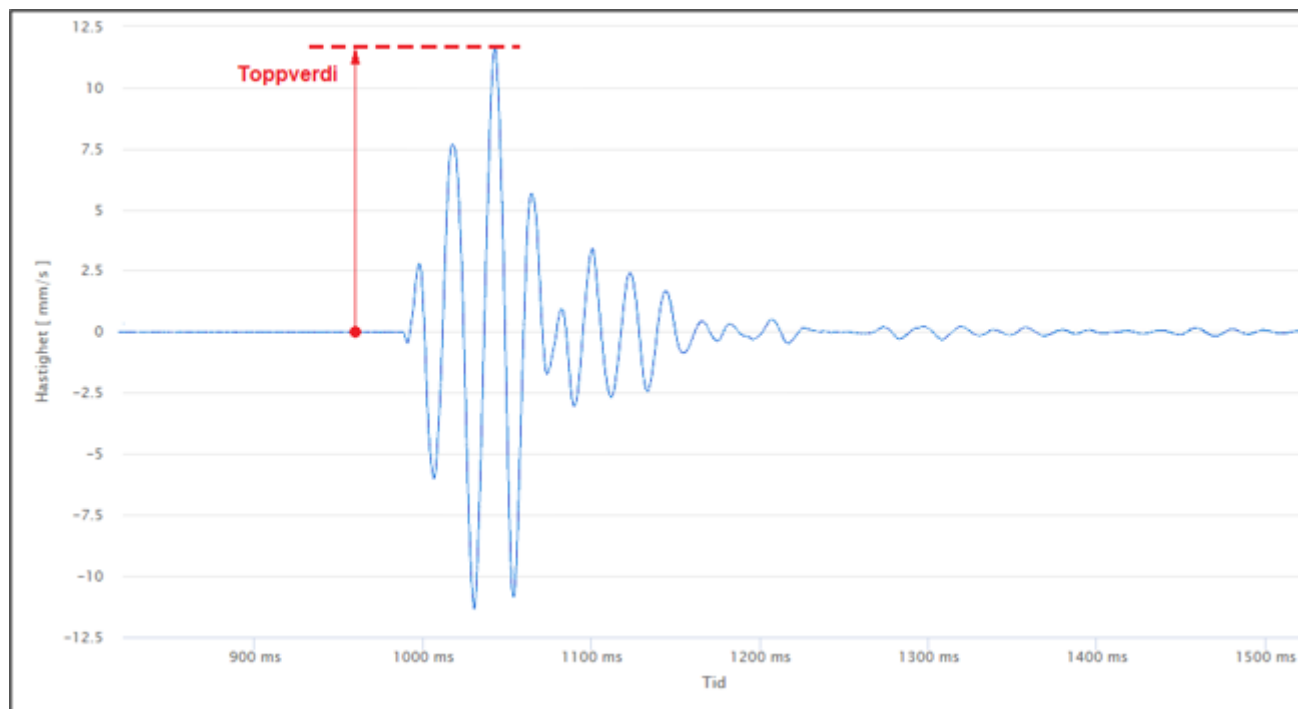
Det er også mulig å finne sammenheng mellom forskyvning, svingningshastighet og akselerasjon selv om påvirkningen ikke er harmonisk dersom tidsforløpet for en av parameterne er kjent. Foreligger tidsforløpet i digital form, skjer omregningen ved numerisk integrasjon og/eller derivasjon.

Grovt sett viser det seg at påkjenningene av vibrasjoner på bygninger er proporsjonale med svingehastigheten fundamentene utsettes for. Det er derfor vanlig å bruke toppverdi av svingehastighet som vibrasjonsmål og kriterium for å vurdere skade og sette vibrasjonsgrenser for bygninger. Når det gjelder mennesker brukes istedenfor effektivverdien (r.m.s - root mean square) av svingehastighet som vibrasjonsmål, ettersom den stemmer bedre med menneskers opplevelse av vibrasjoner.

For en harmonisk svingning som i [figur 18.2.1—1](#) er effektivverdien lik $\frac{1}{\sqrt{2}}$ av toppverdien (A_0). For mer generelle vibrasjonsforløp er effektivverdien lik 1/3 til 1/2 av toppverdien.

Toppverdien for en transient svingning vises i [figur 18.2.1—2](#). For slike kortvarige transiente hendelser blir effektivverdien et mindre egnet vibrasjonsmål. Eksempel på transiente vibrasjoner er vibrasjoner fra

sprengning og ramming av peler, mens vibrasjoner fra vibrokomprimering er et eksempel på nær harmoniske svingninger.



Figur 18.2.1—2 — Toppverdi for transient svingning

18.2.2 Reduksjon med avstand

Vibrasjonene vil avta relativt raskt med økende avstand fra kilden. Dette følger fra en ren geometrisk betraktning idet vibrasjonsenergien spres på et stadig økende areal. Den geometriske dempingen av vibrasjonene er forskjellig for ulike bølgetyper. For Rayleighbølger avtar vibrasjonene ideelt sett proporsjonalt med $\sqrt{r}$, hvor r er den radielle avstand fra kilden. I tillegg får man også energitap på grunn av virkninger som med et fellesnavn vil kunne betegnes som indre friksjon i materialet.

Samlet vil dette kunne uttrykkes med følgende empiriske formel for Rayleighbølger:

$$A_r = A_0 \cdot \sqrt{\frac{r_0}{r}} \cdot e^{-\frac{2\pi \cdot f \cdot D}{C_R} \cdot (r - r_0)} \quad (18.2.2—1)$$

Hvor A_r og A_0 er amplituder (forskyvning, svingehastighet eller akselerasjon) i de to avstandene r respektive r_0 fra kilden, f er frekvensen, C_R er utbredelsesfarten for Rayleighbølgene og D er en energitap- eller dempningskoeffisient. Det fremgår fra formelen at med f.eks. $D = 0,05$ (dvs. 5% dempning), en Rayleighbølgefart på $C_R = 250$ m/s, og en med typisk frekvens på $f = 30$ Hz vil

$A_r \approx \frac{A_0}{2}$, når avstanden doubles fra 10 m til 20 m.

[Formel \(18.2.2—1\)](#) over gjelder teoretisk for et homogent, elastisk halvrom. Det anbefales at formelen kun brukes som en indikator. I prosjekter der vibrasjonene vil kunne ha stor betydning anbefales det at bølgeutbredelsen måles på stedet.

18.2.3 Bølgelengdens betydning

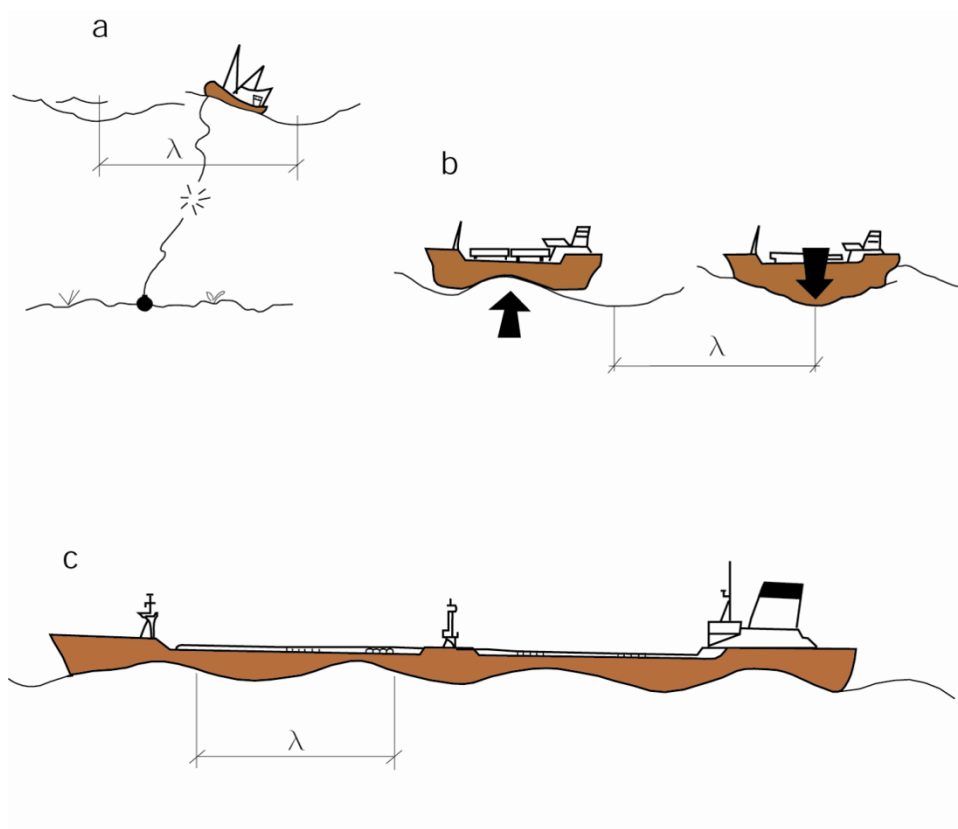
Når et bølgetog forårsaket av forstyrrelser i et område (sprengning, et kjøretøy etc.) passerer en bygning, vil bygningens fundament påvirkes av deformasjonene i undergrunnen. Graden av påvirkning avhenger av energien i kilden og avstanden som omtalt ovenfor, men også av bygningens dimensjoner

med tanke på bølgelengden og resonanseegenskaper. Dette illustreres med en analogi fra det maritime miljøet i [figur 18.2.3—1](#).

Hvis bølgelengden er mye større enn konstruksjonens dimensjoner, representert ved fiskebåts lengde i [figur 18.2.3—1a](#), vil båts bevegelser bli store, men den relative bevegelsen sammenlignet med omkringliggende masser er liten. Påkjenningen på konstruksjonen blir derfor liten.

Er konstruksjonens dimensjon av samme størrelsesorden som bølgelengden, som for den litt større båten i [figur 18.2.3—1b](#), blir både båts bevegelse, og den relative bevegelsen i forhold til omkringliggende masser store. Påkjenningen på konstruksjonen blir derfor stor.

Overstiger konstruksjonens dimensjoner bølgelengden vesentlig, som for supertankeren i [figur 18.2.3—1c](#), klarer ikke bølgene å påvirke konstruksjonens bevegelser i særlig grad. Båts bevegelse blir liten, også om den relative bevegelsen er stor. Påkjenningen på konstruksjonen blir derfor liten.



Figur 18.2.3—1 — Bølgelengdens betydning

18.2.4 Bølgens utbredelsesfart

Bølgelengden, λ , avhenger av Rayleighbølgens utbredelsesfart, C_R , og frekvensen, f :

$$\lambda = \frac{C_R}{f} \quad (18.2.4—1)$$

Rayleighbølgefarten er tilnærmet lik skjærbølgefarten, C_S . Skjærbølgefarten varierer fra $C_S \approx 100$ m/s for bløt leire, silt og organisk jord med høyt vanninnhold, til $C_S \approx 200 - 300$ m/s for fastere leire og sand, og opp til $C_S \approx 2000 - 3000$ m/s for harde bergarter. Frekvensen avhenger av type kilde, grunnforhold samt avstand. For støtpåvirkninger fra peleramming og vegtrafikk er frekvensen typisk $f = 10 - 20$ Hz i leire og $f = 30 - 40$ Hz i sand.

18.2.5 Skademekanismer

Når en konstruksjon blir utsatt for vibrasjoner forårsaker bevegelsene spenningsendringer i konstruksjonen. Det er meget vanskelig på teoretisk grunnlag å beregne spenningsendringene selv om vibrasjonenes størrelse og frekvens er kjent. Det er imidlertid mulig f.eks. å måle deformasjoner i deler av konstruksjonen og dermed spenninger. Overskrider spenningene materialstyrken vil sprekke oppstå. Hvis konstruksjonen på forhånd har belastninger på grunn av andre ytre forhold så som setninger i fundamentene, overbelastning etc. vil sprekke kunne oppstå selv om tilleggsspenninger fra vibrasjoner er meget beskjedne.

Effekten av vibrasjoner forsterkes hvis frekvensen ligger nær egenfrekvensen for konstruksjonen eller deler av denne. Det vil da kunne oppstå såkalt resonans med store virkninger på konstruksjonen, selv for beskjedne kildestyrker. For vanlige bolighus vil resonansfrekvensen for fundamentet ligge i området 5 - 15 Hz og resonansen for svingning av hele bygget vil være i størrelsesorden 10 Hz/n, der n er antallet etasjer. Inne i bygningen vil enkelte bygningsdeler kunne ha resonanser ved høyere frekvenser. For eksempel har trebjelkelag ofte resonansfrekvenser i området 20-30 Hz. Vibrasjoner ved frekvenser som sammenfaller med bjelkelagets resonans medfører sjelden risiko for bygningskade, men vil kunne årsake sjenerende gulvvibrasjoner.

18.2.6 Frekvensveiing

Både mennesker og bygninger har forskjellig følsomhet for vibrasjoner ved ulik frekvens. For å ta hensyn til dette kan det brukes frekvensveifilter. Veifilteret for mennesker som er beskrevet i NS 8176:2017 [305] legger mest vekt på vibrasjoner i frekvensområdet 10-80 Hz der mennesket er mest følsomt (selve veifilteret har et frekvensområde mellom 1-80 Hz).

18.2.7 Måling av vibrasjoner

For måling av vibrasjoner brukes vanligvis instrumenter som registrerer svingningshastighet eller akselerasjon. Som givere benyttes da enten geofoner eller akselerometre. Informasjon om valg av målepunkt, måleretning, plassering og montering av givere er gitt i de ulike målestandardene, se [kapittel 18.3](#).

For å overvåke vibrasjoner fra sprengnings- og anleggsarbeider for byggverk, brukes det i tillegg overvåkingsinstrumenter som registrerer dag og klokkeslett samt toppverdi av uveid svingehastighet. Instrumentene registrerer ofte også kurveforløp når en viss forhåndsinnstilt terskelverdi overskrides. De registrerte dataene sendes deretter til en Webside der de er enkelt tilgjengelig for brukeren. Noen Websider gir også mulighet for å registrere informasjon om salver og koordinater for salver og målepunkter. Det vil også være mulig å sende en SMS til bergsprengningsleder, byggherrerrepresentant etc. med målt klokkeslett og toppverdi for hvert enkelt målepunkt i overvåkingsoppsettet.

18.3 Grenseverdier for vibrasjoner

18.3.1 Grenseverdier for å unngå skade på byggverk

NS 8141-1:2022 [306] fastsetter krav til beregning av veiledende grenseverdier for uveide vibrasjoner og lufttrykkstøt i byggverk, inklusive tunneler og bergrom, forårsaket av sprengning, peling, spunting, graving, komprimering, anleggstrafikk og lignende i forbindelse med grunnarbeider, dagbruks- og gruvedrift. Det angis også grunnlag for beregning av veiledende grenseverdier for byggverk utsatt for vibrasjoner fra trafikk på bane og vei. NS 8141-1:2022 [306] beskriver hvordan vibrasjonene og lufttrykkstøtene måles og vurderes.

Grenseverdiene bygger på erfaring om hvordan vibrasjoner påvirker byggverk av forskjellig type og tilstand i Norge. De veiledende grenseverdiene er å anse som tiltaksgrenser for sprengnings- og anleggsvirksomheten og er ikke ment å oppfattes som skadegrenser. Dette er verdier som bygningen er forutsatt å tåle ved gjentatte eksponeringer og er ment å forebygge skader på byggverk. De inneholder en god sikkerhetsmargin opp mot vibrasjonsverdier hvor man vil kunne forvente at skader på byggverk vil oppstå, og det legges derfor ikke til ytterligere sikkerhetsmarginer til de beregnede grenseverdiene.

Grenseverdiene gjelder kun for rene vibrasjonsskader på byggverk, og ikke skader fra deformasjoner eller setninger i grunnen på grunn av vibrasjonsinduserende virksomhet. Grenseverdiene gjelder primært kun for selve byggverket.

NS 8141-1:2022 [306] er basert på måling av toppverdi av uveid svingehastighet. Det er indirekte tatt hensyn til frekvensinnholdet i vibrasjonene ved at grenseverdien for vibrasjoner er avhengig av avstand, grunnforhold og fundamenteringsmåte, i tillegg til byggverkets egenskaper.

18.3.1.1 Grenseverdier for tunneler og bergrom

For tunneler og bergrom angis en grenseverdi for toppverdien av uveid svingehastighet på fast berg eller betongkonstruksjon i direkte kontakt med berget. Grenseverdien er gitt i tabell 7 i NS 8141-1:2022 [306] og bestemmes ut fra bergkvalitet, sikring og funksjon.

Ved sprengning innenfor en avstand på 50 m fra tunneler og bergrom skal det utføres en visuell inspeksjon for å kartlegge sikringsmetode, -omfang, funksjon/bruk. Det vurderes om det er nødvendig å gjennomføre en mer grundig kartlegging av tilstanden til tunnelen eller bergrommet for å fastsette grenseverdiene. Influensområdet på 50 m reflekterer anbefalt besiktigelsessone i NS 8141-4:2021 [308] for konstruksjoner med bergfundamentering, men eier av tunnel eller bergrom kan ha restriksjonssoner med andre avstander enn dette.

Grenseverdiene tar ikke hensyn til eventuelt teknisk utstyr i tunnelen/bergrommet. Slike installasjoner vil ofte ha strengere grenseverdier enn tunnelen/bergrommet selv.

Eier av tunnel eller bergrom varsles om sprengningsarbeidet, og det undersøkes om eieren har krav til varslingsrutiner, vibrasjoner og sikkerhet.

18.3.1.2 Grenseverdi for lufttrykkstøt

Lufttrykkstøt vil kunne oppstå i forbindelse med sprengning (spesielt ved påhuggssalver og de første salvene innover i tunnelen) og ved detonasjon av ladninger i luft (detonerende lunteender over bakkenivå).

Veiledende grenseverdi for lufttrykkstøt fra sprengningsarbeid målt ved byggverk er fastsatt i NS 8141-1:2022 [306]

Grenseverdien gjelder for avstander over 20 m fra sprengningssted til byggverk, eller tunnelåpning ved tunnelanlegg. Ved kortere avstander enn 20 m skal grenseverdier og behov for tiltak vurderes spesielt iht. NS 8141-1:2022 [306].

18.3.1.3 Måling etter NS 8141-1:2022

For bygge- og anleggsvirksomhet, inkludert anleggstrafikk, skal det i henhold til NS 8141-1:2022 [306] måles kontinuerlig under hele den perioden der det forekommer vibrasjoner.

Opplegg for vibrasjonsmåling er beskrevet i NS 8141-1:2022 [306], herunder valg av målepunkt, montering av givere, kontroll av bakgrunsvibrasjoner, og krav til måleutstyr og funksjonskontroll. Utfyllende veiledning om vibrasjonsmåling finnes i P-828:2023 [309].

Målinger på lette konstruksjoner vil spesielt ved sprengning kunne gi ikke-representative måleverdier, og det anbefales at dette unngås, f.eks. på boder og garasjer mm., se beskrivelse i P-828:2023 [309]. God montering av givere er veldig viktig. Det er i dag et økende måleteknisk problem med moderne byggeskikker og utvendig isolerte grunnmurer som har et tynt skall av trykkløst betong med ekspandert polystyren (EPS) innenfor. I slike grunnmurer er det tilnærmet umulig å få skrudd fast en giver på tilfredsstillende måte og det er stor sjanse for at den trykkløse platen sprekker ved boring for montering. Alternativ montering på utvendig kledning gir uforutsigbar spredning i måleverdiene og anbefales derfor ikke. I slike tilfeller vurderes det derfor om givene heller monteres på gulv på grunn ut mot yttervegg, eller om det vil kunne utføres målinger på nabobygninger istedenfor.

For instrumenter som anvendes til vibrasjonsmåling etter NS 8141-1:2022 [306] registreres toppverdien av uveid svingehastighet i millimeter per sekund og tidspunktet for registreringen.

For alle typer byggverk, unntatt tunneler og bergrom, gjelder grenseverdien for vibrasjoner i vertikal retning og det er derfor i utgangspunktet kun stilt krav til måling i vertikal retning. Der sprengning foregår nær (< 10 m) et byggverks grunnmur eller fundament, måles det treaksialt, og grenseverdien gjelder for alle tre retningene. Grunnen til dette er at ved ugunstige slepper eller oppsprekking av berget vil sprengningen på korte avstander kunne føre til varig løft eller forskyvning av massene som vil kunne påføre byggverket betydelige skader. Denne skademekanismen vil ikke kunne fanges opp med kun vertikal vibrasjonsmåling. For høye byggverk kan man i tillegg måle horisontal uveid svingehastighet i byggverkets øverste etasje eller høyeste del, for å ivareta påvirkning av vibrasjoner på mennesker. Erfaringsmessig vil nemlig vibrasjoner i høye byggverk oppleves som ubehagelige ved betydelig lavere vibrasjonsverdier enn de som forårsaker skader på byggverk, se P-828:2023 [309].

18.3.1.4 Veiledning til NS 8141

Det er utarbeidet en publikasjon som gir veiledning til NS 8141-1, NS 8141-3 og NS 8141-4.

Publikasjon P-828:2023 [309] gir veiledning til måling og beregning av uveid svingehastighet i samsvar med de ulike delene av NS 8141. I tillegg gis veiledning i beregning av ladningsmengde, grenseverdier og andre praktiske råd.

Veiledningen gir også anbefalinger for hvordan vibrasjoner måles, og mulige feilkilder for målinger som utføres etter NS 8141-1:2022 [306]. Det er gitt eksempler på naboinformasjon som anbefales å gis før og under anleggsarbeidet, og råd om hvordan forhåndsbesiktigelse utføres.

18.3.2 Grenseverdier for å unngå utløsning av skred i kvikkleire

NS 8141-3:2014 [307] omhandler vibrasjonsmålinger og grenseverdier for å unngå utløsning av skred i kvikkleire grunnet vibrasjoner fra sprengning og er under revisjon i 2023-2024 og utgivelse er forventet i 2025. Det reviderte dokumentet omarbeides til å gjelde uveide verdier, men i gjeldende NS 8141-3:2014 [307] brukes frekvensveid verdi.

NS 8141-3:2014 [307] baserer seg på et forskningsprosjekt om virkning av sprengning på sensitive løsmasser. I prosjektet ble tidligere skredhendelser gjennomgått, og det ble utført laboratorieforsøk for å forstå hvordan kvikkleire oppfører seg under syklisk belastning. Sammenstilling av målte sprengningsvibrasjoner og beregninger ble benyttet til å forklare hvordan vibrasjoner overføres fra berg til løsmasser og hvordan påkjenningene i leiren er koblet til vibrasjonene. Grenseverdien som er fastsatt i NS 8141-3:2014 [307] har primært som mål å unngå, med rimelig sikkerhet, at vibrasjoner utløser skred i kvikkleire også ved gjentatte eksponeringer. Det er knyttet usikkerheter til hvordan et lokalt brudd forårsaker et globalt brudd som leder til skred. Det er derfor, som en konservativ tilnærming, valgt en grenseverdi for å unngå utløsning av et lokalt brudd.

Grenseverdien i NS 8141-3:2014 [307] gjelder derfor for sprengning i berg eller andre faste masser som grenser inn mot kvikkleire der topografi og grunnforhold er slik at et skred vil kunne utvikle seg. Den frekvensveide grenseverdien for å unngå utløsning av skred i kvikkleire på grunn av vibrasjoner er fastsatt til:

$$v_f = 45 \text{ mm/s}$$

Denne frekvensveide grenseverdien gjelder for det målepunkt og den måleretning som har størst verdi.

Grenseverdien for frekvensveid svingehastighet i NS 8141-3:2014 [307] er beregnet fra en uveid svingehastighet på 25 mm/s med en antagelse om en typisk frekvens for vibrasjoner i kvikkleire. Ønsker en å harmonisere måleopplegget for kvikkleire med annen vibrasjonsovervåking av omkringliggende bygningsmasse etter NS 8141-1:2022 [306], er det mulig å erstatte grenseverdien på $v_f = 45 \text{ mm/s}$ med utgangsverdien på uveid $v = 25 \text{ mm/s}$.

En mer detaljert beskrivelse av hvordan målepunkter skal velges og giverboksen skal utformes og monteres er gitt i NS 8141-3:2014 [307].

Lokal- og områdestabilitet, se kapittel 5 for mer detaljer, beliggenhet av kvikkleire og topografi er viktige faktorer som anbefales å tas med i vurderingen av grenseverdi for sensitive løsmasser. Den frekvensveide grenseverdien på 45 mm/s anbefales brukt der kritisk skjærflate fra stabilitetsanalysen

går igjennom kvikkleiren, områdestabiliteten er dårlig og topografi tilsier at det er fare for skred. Frekvensveide grenseverdier over 45mm/s vil kunne vurderes dersom lokal- og områdestabiliteten oppfyller krav i vegnormal [N200:2024, 1.4 \[1\]](#), kvikkleiren ligger under kritisk skjærflate og topografi tilsier at det ikke er fare for skred.

18.3.3 Grenseverdier for å redusere sjenanse forårsaket av landbasert samferdsel

Vibrasjoner vil kunne gi opphav til plager for beboere. Personer reagerer forskjellig på vibrasjoner i bygninger, men samtidig finnes det en klar sammenheng på styrken av vibrasjonene og hvor mange som reagerer på dem. Støy er også en faktor som påvirker den totale plagen. Det er påvist at vibrasjoner oppleves som mer forstyrrende hvis det samtidig forekommer støy.

18.3.3.1 Vibrasjoner fra landbasert transport

NS 8176:2017 [\[305\]](#) fastsetter en metode for måling av vibrasjoner i bygninger forårsaket av landbasert samferdsel (veg- og skinnegående trafikk), og fastsetter fire vibrasjonsklasser, A til D, med grenseverdier relatert til ulik grad av opplevd plage. NS 8176:2017 [\[305\]](#) er utarbeidet bl.a. for å kunne brukes i forbindelse med forskrifter og retningslinjer for bedømmelse av vibrasjonspåvirkning på mennesker i boliger etter plan- og bygningsloven. NS 8176:2017 [\[305\]](#) gjelder ikke for vibrasjonskilder i tilknytning til bygg og anlegg, industri, sprengninger, o.l., men den gjelder for trafikk til og fra bygge- og anleggsplasser.

18.3.3.2 Målemetode

NS 8176:2017 [\[305\]](#) gir anvisning for målested, type trafikk og antall kjøretøy som målingene skal omfatte. Til forskjell fra NS 8141 måles det ikke på fundamentet, men i det punktet og den retning på gulvet i sove- eller oppholdsrom hvor de høyeste vibrasjonsverdiene oppstår. Ulike forhold som påvirker måleusikkerheten er beskrevet i NS 8176:2017 [\[305\]](#).

Frekvensveiling vil kunne utføres med filter som beskrevet i NS 8176:2017 [\[305\]](#), eller med veiefaktorer på 1/3-oktavverdier etter frekvensanalyse. Målinger av hastighet eller akselerasjon kan gjøres i kombinerte måleretninger med veiefiltre definert i NS-EN ISO 8041-1:2017 [\[314\]](#). Frekvensområdet for målingene er fra 0,5 Hz til 160 Hz etter definisjoner av toleranser i NS-EN ISO 8041-1:2017 [\[314\]](#) og NS-EN ISO 8041-2:2021 [\[315\]](#). Frekvensene i det øvre eller nedre området kan ha innvirkning på måleresultatet hvis vibrasjoner dominerer i disse frekvensområdene. NS 8176:2017 [\[305\]](#) er nå også brukt i grunnlaget for en ny ISO-standard. Frekvensfilteret i NS 8176:2017 [\[305\]](#) avspeiler menneskets følsomhet for vibrasjoner.

18.3.3.3 Beregning av statistisk maksimalverdi

Grenseverdien er basert på en statistisk maksimalverdi som er representativ for vibrasjonssituasjonen på stedet. Det er beskrevet i NS 8176:2017 [\[305\]](#) hvordan selve beregningen utføres.

18.3.3.4 Grenseverdier for vibrasjoner fra samferdsel som påvirker mennesker i boliger

Beregnet statistisk maksimalverdi av veid hastighet vil kunne sammenlignes med grenseverdier for ulike vibrasjonsklasser for boliger som er gitt i tabell 1 i kapittel 5 av NS 8176:2017 [\[305\]](#). Grenseverdiene er basert på erfaringer, studier av befolkningens opplevelse av vibrasjoner og vurderinger av kost-nytteforhold.

18.3.4 Forventede virkninger av vibrasjoner på naboer i forbindelse med sprengningsarbeider

Virkning på mennesker av vibrasjoner fra sprengning i nærheten av boliger er beskrevet i publikasjon P-828:2023 [\[309\]](#). Publikasjonen presenterer virkningskurver relatert til uveid svingehastighet målt på

fundamentet til boligbygningen og kan derfor ikke relateres direkte til aktuell svingehastighet inne i bygningen der beboeren oppholder seg, slik som i NS 8176:2017 [305].

18.4 Setningsskader forårsaket av vibrasjoner

I forbindelse med leirterreng og hvor det er silt eller løst lagret sand har det vært stilt spørsmål om setningsskader er forårsaket av vibrasjoner. Generelt sett vil vibrasjoner kunne påføre økte skjærspenninger og økt poretrykk i løsmassene og dermed redusert fasthet. Oppbyggingen av poretrykk er avhengig av materialets permeabilitet, de sykliske skjærspenningenes størrelse og antall svingninger (lastvekslinger), og materialets mobiliseringsgrad.

Terskeltøyning

De fleste jordarter, og spesielt friksjonsjord har en temmelig veldefinert nedre grense for sykliske/dynamiske skjærtøyninger, γ_{th} , under hvilken det ikke skjer noen irreversible endringer i jordens kornstruktur, dvs. ingen setninger eller poretrykksoppbygging. Både forsøk, og teoretiske betraktninger viser at denne terskeltøyningen er omtrent: $\gamma_{th} = 10^{-4}$.

Syklisk skjærspenning

Vibrasjonsbølgen i marken vil kunne antas å være en Rayleighbølge som beveger seg med en hastighet ca. lik skjærbølgefarten, C_S . Marken vil da oppleve sykliske skjærspenninger på grunn av vibrasjoner, τ_{cy} , som bestemmes ved:

$$\tau_{cy} = -\rho \cdot C_S \cdot v \quad (18.4-1)$$

MERKNAD hvor

ρ = leirens massetetthet (kg/m³)

C_S = skjærbølgefart i leire (m/s)

v = toppverdi av uveid svingningshastighet (m/s)

Terskelhastighet

Sammenhengen mellom syklisk skjærtøyning γ_{cy} og svingningshastighet er gitt ved:

$$\gamma_{cy} = \frac{\tau_{cy}}{G} = \frac{\rho \cdot C_S \cdot v}{\rho \cdot C_S^2} = \frac{v}{C_S} \quad (18.4-2)$$

Den toppverdien av uveid svingehastighet som definitivt ikke vil føre til irreversible endringer i jordens kornskjelett, setninger, øket komprimeringsgrad eller poretrykksoppbygging; v_{th} , er da:

$$v_{th} = C_S \cdot 10^{-4} \quad (18.4-3)$$

Typiske terskelhastigheter ved ulike grunnforhold

Med en verdi for $C_S \geq 100$ m/s, som ikke er uvanlig for bløt leire, vil dette si at terskeltøyningsverdien blir overskredet ved $v_{th} = 100 \cdot 10^{-4} = 10$ mm/s. Dette er en relativt høy verdi sett i relasjon til de verdier som måles på marken ved bygninger langs veg, vanligvis $v \leq 1$ mm/s ved normale byggegrenser. Ved sprengningsarbeider er imidlertid ikke slike verdier uvanlige. I sand vil en typisk verdi for C_S kunne være 300 m/s og da overskrides terskeltøyningen først ved $v_{th} = 300 \cdot 10^{-4} = 30$ mm/s.

18.5 Vibrasjoner fra anleggsvirksomhet

Vibrasjoner fra anleggsvirksomhet gir opphav til mange klager og påstander om skader. Det er mange mennesker som føler seg plaget av vibrasjoner som ligger godt innenfor standardens grenseverdier for

bygningsskade. Det er derfor ikke til å unngå at det blir klager i forbindelse med anleggsarbeider, men gode varslings- og informasjonsrutiner vil kunne redusere både graden av plage og mengden klager.

18.5.1 Sprengning i områder med kvikkleire

Kvikkleire er en sensitiv jordtype, dvs. den mister sin fasthet når den utsettes for store skjærtøyninger og blir til en tyntflytende væske, se [kapittel 3](#) for nærmere omtale av kvikkleire og [kapittel 5](#) for stabilitetsvurderinger. Ofte forekommer løse sand- og siltlag av forskjellig tykkelse og antall i leiren. Løsmassene er vanligvis vannmettet og i tillegg vil sand- og siltlag kunne stå med artesisk trykk under lag med leire.

Ved sprengning i berg nær kvikkleire utsettes leiren for sykliske belastninger. Hvis tøyningene er tilstrekkelig høye, vil de kunne føre til poretrykksoppbygging og til et lokalt brudd. Siden rystelsene avtar med avstand, vil bruddet oppstå nær overgangen mellom berg og leire. Der jorden mister sin fasthet omfordes lasten til andre områder i skråningen. Hvis skråningen allerede har lav stabilitet, og det lokale bruddområdet er stort nok, så vil bruddet kunne utvikle seg og forårsake et skred.

I områder med kvikkleire nær inntil sprengningsområdet anbefales det generelt at det utvises spesiell forsiktighet. Dette for å unngå at større deler av sprengningsobjektet, for eksempel på grunn av slepper, forskyves ut i kvikkleiren og dermed medfører omrøring av kvikkleiren slik at skred oppstår i områder med lav stabilitetsmessig sikkerhet. Dersom det planlegges å sprenges på steder som støter direkte til kvikkleireforekomster er det viktig at berget kartlegges for slepper og svakhetssoner, i tillegg til at det utføres forsiktig sprengning for å hindre at salven bryter ut i leirmassene. Områdestabiliteten (jf. [Kapittel 5](#)) anbefales å ligge godt på sikker side. Er det behov for å åpne berget helt ut mot kvikkleiren, anbefales det at leiren først graves vekk slik at man unngår at salven bryter direkte mot leiren. Sprengningen planlegges for øvrig slik at masser ikke kastes frem på kvikkleiren eller slik at massene ikke belaster kvikkleiren ut over det som gir tilstrekkelig sikkerhet.

Salveopplegget (borhullsplassering, ladningsmengde og tennerintervall) tilpasses slik at vibrasjoner fra sprengningen ikke overskrider grenseverdien gitt i NS 8141-3 [\[307\]](#), $v_f = 45$ mm/s, der bølgene når frem til kvikkleireforekomsten, se [kapittel 18.3.2](#). Det vises også til NIFS-rapport nr. 16/2016 [\[112\]](#).

Siden vibrasjonene vil kunne variere kraftig på grunn av ulike faktorer som ikke nødvendigvis er kjent på stedet, anbefales det at vibrasjonsmålingene brukes aktivt under sprengningsarbeidet. Målte vibrasjoner vurderes etter hver enkelt salve og danner grunnlag for å justere opplegget for etterfølgende salve for å unngå overskridelse av grenseverdien. Utarbeidelse av presise salveplaner med målsatt angivelse av hull, avstand og retning til målepunkt, og salverapport med sprengstoffmengde per hull og per tennerforsinkelse er krav i Forskrift om sivil håndtering av eksplosjonsfarlige stoffer (eksplosivforskriften) [\[316\]](#). Eksplosivforskriften [\[316\]](#) krever også at det fortløpende etter hver salve føres oversiktlig salverapporter hvor salvens forløp beskrives og eventuelle avvik fra salveplanen dokumenteres. I salverapporten anbefales det å også inkludere vibrasjonsmålinger.

Det anbefales også å utføre små testsprengninger før hovedsalven avfyres nær sensitive løsmasser. Resultater fra testsprengninger gir en bedre forståelse av hvor store vibrasjoner som overføres til løsmassene og hvor mye de avtar med avstanden. Dette gir et bedre grunnlag for planlegging av salvene.

18.5.2 Peling og spunting

I prinsippet vil det kunne skilles mellom to måter å installere peler og spunt i løsmasser på, ramming og vibrering. Felles for metodene er at de fører til vibrasjoner i løsmassene rundt pelen/spunten. Mest kjent og anvendt er ramming ved hjelp av ramlodd, f.eks. hydraulisk fallodd, dobbeltvirkende hydrauliske lodd, diesellodd, dobbeltvirkende luftlodd eller vibrolodd. Ved ramming, vil vibrasjonene opptre i form av transiente svingninger som vanligvis dempes ut mellom hvert slag. Vibrolodd er en tilsiktet måte å drive pelen ned på ved hjelp av kontinuerlige vibrasjoner. En relativt ny metode for å presse ned spunt er ved hjelp av hydrauliske stempler og med mothold i spuntåler som allerede er installert (Silent Piling Method). For nærmere omtale at peler og spunt henvises det henholdsvis til [kapittel 12](#) og [kapittel 11](#) i denne veiledningen.

I områder med kvikkleire utvises spesiell varsomhet. De veiledende grenseverdiene i NS 8141-3 [\[307\]](#) for å unngå utløsning av skred gjelder kun for vibrasjoner fra sprengning. Både ramming og mer kontinuerlige vibrasjonskilder som f.eks. vibrering av peler og spunt vil gi vesentlig flere lastsykler enn

sprengning, og vil kunne skape resonanser i jordlagene. Selv om energi- og vibrasjonsnivået ofte er bergenset, medfører de likevel risiko for utløsning av skred, spesielt om spunt og/eller peler drives ned tett ved eller gjennom kvikkleire.

18.5.2.1 Vibrering

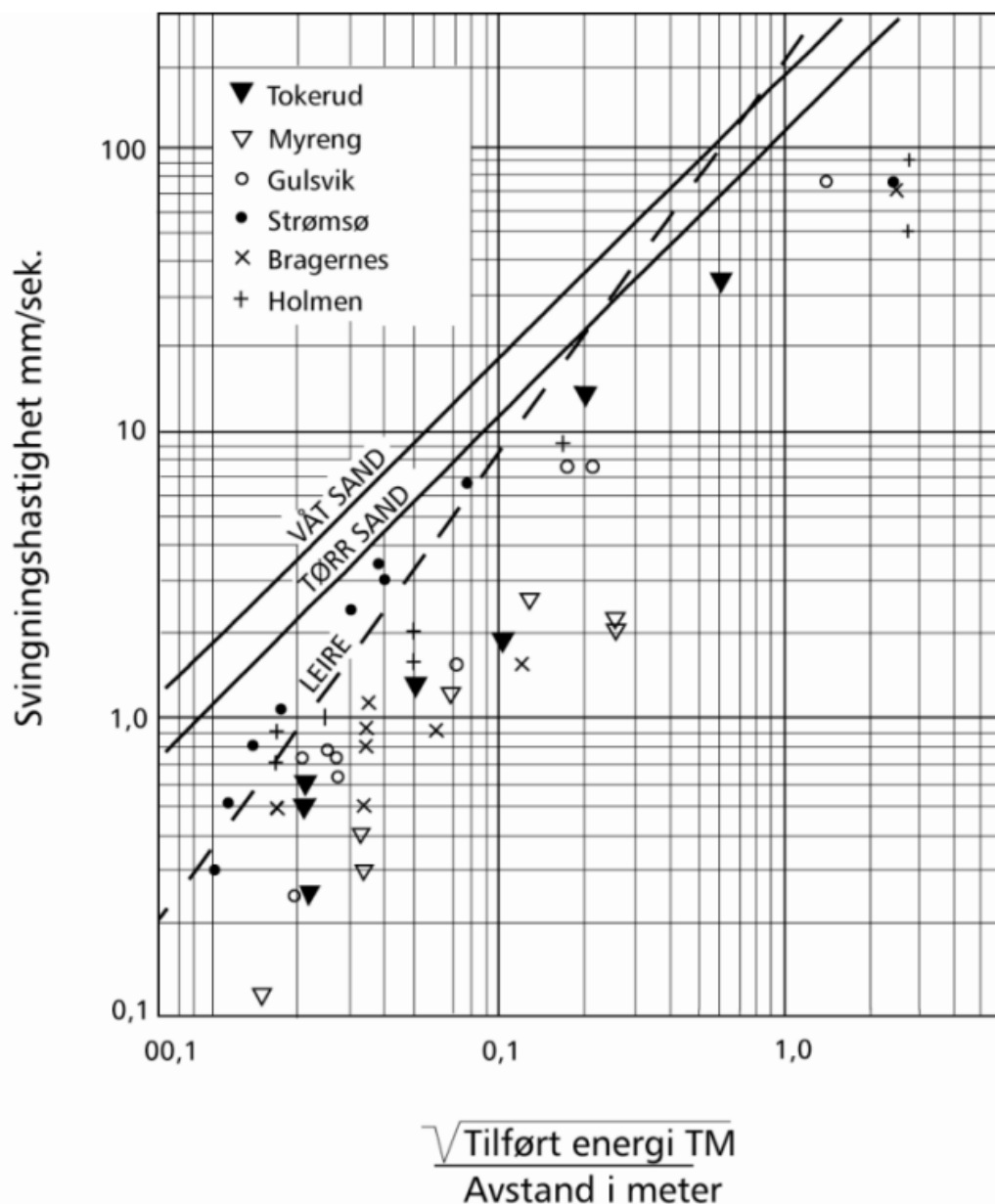
Ved denne form for pelearbeider tilføres peletoppen harmoniske svingninger i pelens lengderetning ved hjelp av en vibrator. Vibrasjonene i pelen overføres til løsmassene, og ved en kombinasjon av redusert bæreevne i jordarten og resulterende lokalbrudd på grunn av støtpulsen i pelen, drives pelen ned i løsmassene.

Neddrivingseffekten av pelen vil ellers variere med vibratorens svingefrekvens. For en gitt jordart og en gitt pel vil det være en eller flere svingefrekvenser som gir økt neddrivingseffekt. De fleste vibratører er derfor utstyrt med muligheter til å variere svingefrekvensen.

18.5.2.2 Ramming

Pelen drives ned i løsmassene ved hjelp av et ramlodd. I løst lagrede, bløte jordarter vil hoveddelen av energien gå med til neddriving av pelen, såkalt lett ramming. I fast lagrede jordarter vil pelens synkning pr. slag være liten, og en større del av energien vil gå over i elastisk deformasjon av løsmassene, såkalt hard ramming. Ut fra dette vil man kunne forvente størst vibrasjoner i områder med stor rammemotstand og spesielt hvis det foreligger faste topplag med bløtere masser under. Det vil videre være rimelig å anta at rammemotstanden er et mål for den del av tilført energi som omformes til vibrasjoner.

For den som utfører peleramming, vil det være av betydning å på forhånd kunne bedømme mulige vibrasjoner ved tilliggende konstruksjoner fundamentert på og nært terreng. I [figur 18.5.2.2—1](#) er det vist et kurvesett med det formålet.



Figur 18.5.2.2—1 — Maksimal uveid svingningshastigheter ved peleramming i våt og tørr sand og leire (Modifisert etter Wiss [317])

Med kjent rammeenergi vil en ved hjelp av kurven kunne lese av sannsynlig uveid svingningshastighet i en gitt avstand fra pelen. Eller rammeenergien vil kunne justeres slik at svingningshastigheten ikke overskrider en viss verdi i en gitt avstand.

Kurvene er basert på erfaringsdata jf. Wiss [317] og er ment å dekke alle peletyper. Det er bare skilt mellom våt og tørr sand og leire. Løsmassenes fasthet eller rammemotstand er ikke angitt. Man vil derfor ikke kunne vente at kurvene vil passe alle rammeforhold. Målinger av vibrasjoner fra peleramming utført i Statens vegvesens regi er også plottet inn som punkter i diagrammet på figur 18.5.2.2—1, jf. Statens vegvesen intern rapport nr. 170 [318] og Statens vegvesens oppdragsrapport nr. F111B-12 [319].

Vibrasjonsverdiene i figur 18.5.2.2—1 er uveide og sammenlignes med grenseverdiene i NS 8141-1:2022 [306].

18.5.2.3 Sammenligning mellom vibrering og ramming

Ved valg av neddrivingsmetode kommer flere ting inn i bildet så som utstyrets tilgjengelighet, effektivitet ved neddriving og resulterende vibrasjoner samt støyforhold.

Erfaring av vibrering og ramming på vibrasjonene i bolighus (Statens vegvesens oppdragsrapport nr. F 111B-12 [\[319\]](#)) indikerer at maksimale uveide svingningshastigheter er større ved ramming enn ved vibrering.

Vibrering er et mulig alternativ for å redusere vibrasjonene ved pelearbeider. Utover variasjon i tilført energi ved ramming eller vibrering er det ikke andre alternativer bortsett fra spunt hvor det finnes hydrauliske nedpressingsaggregater (jf. [Kapittel 11](#)) og alternativer som borede peler (jf. [Kapittel 12](#)).

18.5.2.4 Pressing av spuntnåler

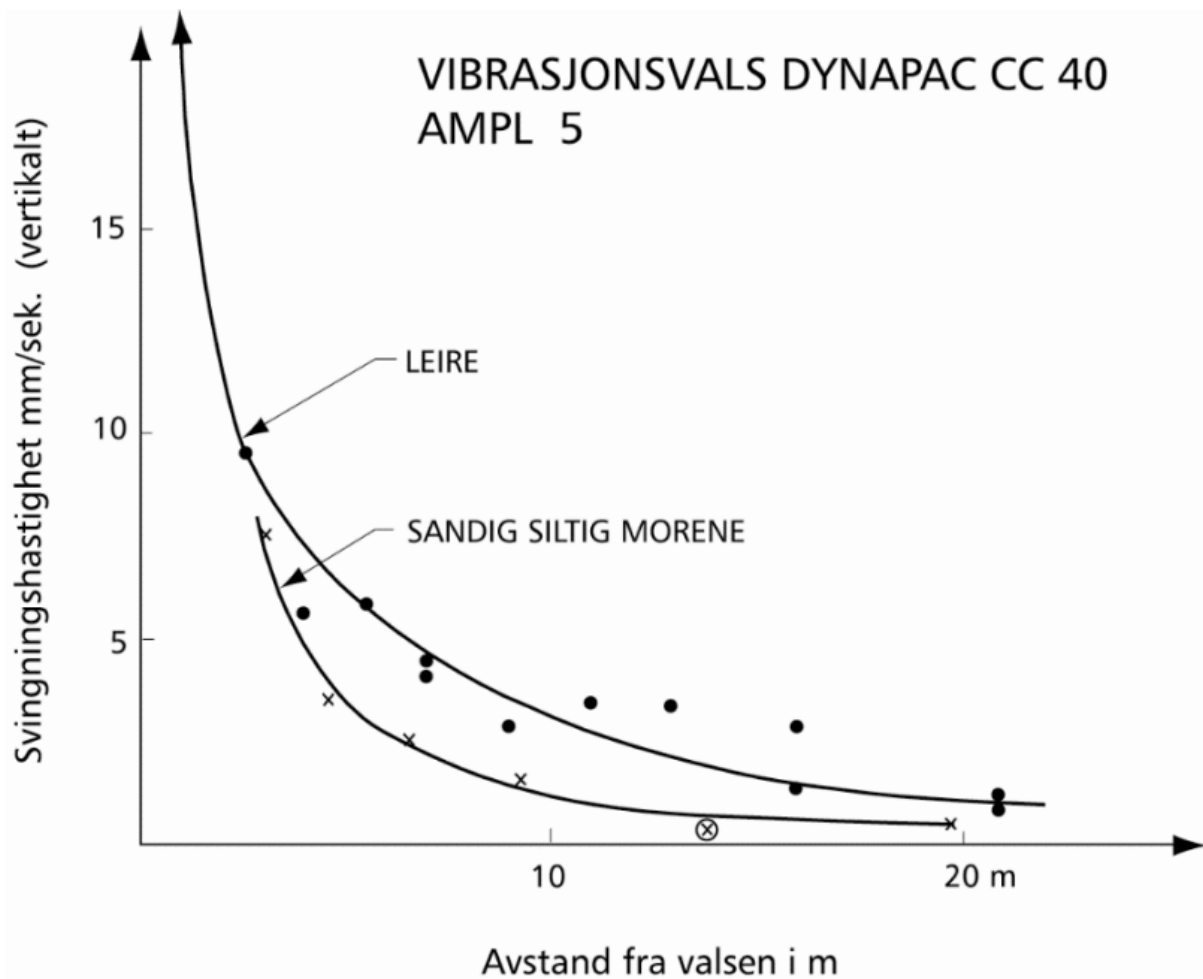
Silent piling metoden benytter en enhet med hydrauliske stempler til å presse spuntnålene ned i bakken. Metoden egner seg best i leire og sand. I startfasen benyttes motvekter (ballast) for å oppnå tilstrekkelig kraft for å presse de første spuntnålene ned. Når tilstrekkelig antall nåler er installert, heises enheten opp på disse og med hydraulisk opererte klemmer oppnås mothold for nedpressing av flere nåler. For å redusere friksjonen trekkes nålene opp og ned under drivingen. Dette utstyret forårsaker minimalt med vibrasjoner og støy. Mest støy genereres av dieselaggregatet som leverer oljetrykk til stemplene. Utstyret har vært benyttet bl.a. i forbindelse med ombyggingen av E18 gjennom Kristiansand jf. Aabø & Braaten [\[320\]](#). Utstyret er spesielt godt egnet for anlegg i tettbygde strøk. Det finnes også metoder som kan kombinere vibrasjon og pressing.

18.5.3 Komprimering

Ved komprimering av jordmasser er det i dag vanlig å benytte vibrerende komprimeringsutstyr i friksjonsmasser. I denne forbindelse er det utført en rekke undersøkelser for å kartlegge pakningseffekten i forskjellige jordarter ved varierende vibrering. Interessen for å kartlegge resulterende vibrasjoner på terreng i forskjellig avstand fra slikt komprimeringsutstyr synes imidlertid ikke å være like stor. Komprimering av friksjonsmasser som steinfylling, pukk etc. vil kunne medføre fare for både sjenanse for mennesker av nærliggende bygninger, mulig bygningsmessig skade og vil kunne påvirke stabiliteten av kvikkleire eller løsmasser med fare for liquefaction (løsmasser som kan gå over i flytefase).

Hva sjenanse angår, vil bruk av slikt utstyr være tidsbegrenset og dette fører derfor sjelden til større klagesaker. Når det gjelder bygningsmessige skader, kommer flere faktorer inn i bildet, slik som vibratorens totale vekt, jordart og avstand. Grenseverdier for vibrasjoner fra vibrerende komprimeringsutstyr for å unngå bygningsskade er gitt i NS 8141-1:2022 [\[306\]](#).

De undersøkelser av vibrasjoner fra vibrerende komprimeringsutstyr man kjenner til, er begrenset til utførte målinger på terreng. Eksempler på slike målinger er gitt i [figur 18.5.3—1](#). I tillegg har man resultater fra enkelte målinger i egen regi utført i forbindelse med skadesaker. Dette materialet er imidlertid for begrenset til at man vil kunne trekke generelle konklusjoner.



Figur 18.5.3—1 — Målt uveid svingningshastighet ved vibrering med 10 t vibrerende tandemvals

Det er grunn til å merke seg at de fleste større vibrasjonsvalser opererer med arbeidsfrekvenser i området $f = 20 - 50$ Hz. Vibratorens bevegelse på terreng påvirker riktignok resulterende frekvens, men variasjonene sammenlignet med hovedfrekvensen synes å være små. En vil således i de fleste tilfeller ha frekvenser som ligger over egenfrekvensen for mindre bolighus. Frekvensforholdene vil imidlertid kunne variere hvis valsen under gitte forhold løftes fri fra underlaget (støt-impuls). Et annet forhold er start og stopp av valsen der maskinen også passerer lavere frekvenser som vil kunne gi resonanseffekter i bygninger ved tilstrekkelig nærhet. Det er derfor en god regel å starte/stoppe valsen i god avstand fra bygninger/konstruksjoner og gjerne en dobling av gjeldende sikkerhetsavtsand for normal driftsfase.

Der problemer med vibrerende komprimeringsutstyr oppstår, synes mulige botemidler å ligge i bruk av mindre tungt utstyr eller statiske slettvalser og gummihjulvalser. Det er av produsenter antydnet en sikkerhetsavstand i meter til nærliggende bygninger på 1,0 - 1,5 ganger vibrasjonsvalsens vekt i tonn, for slepevalser. For tandemvalser er det i denne sammenheng anbefalt at vekten av den tyngste valsen benyttes som representativ.

Ved påståtte skader fra tungt vibreringsutstyr, er det i en del tilfeller funnet at sammenheng synes å foreligge. Dette er basert både på vibrasjonsmålinger og observert endring/utvikling av skadebildet. I NIFS-rapport nr. 93/2014 [321] pekes følgende på som mulig årsak: "Det er meget sannsynlig at rystelser fra vibrovalsen har forårsaket poretrykksoppbygging og brudd i løsmassene". Det synes således grunn til å utvise forsiktighet når slikt utstyr anvendes nær bygninger.

18.5.4 Pigging

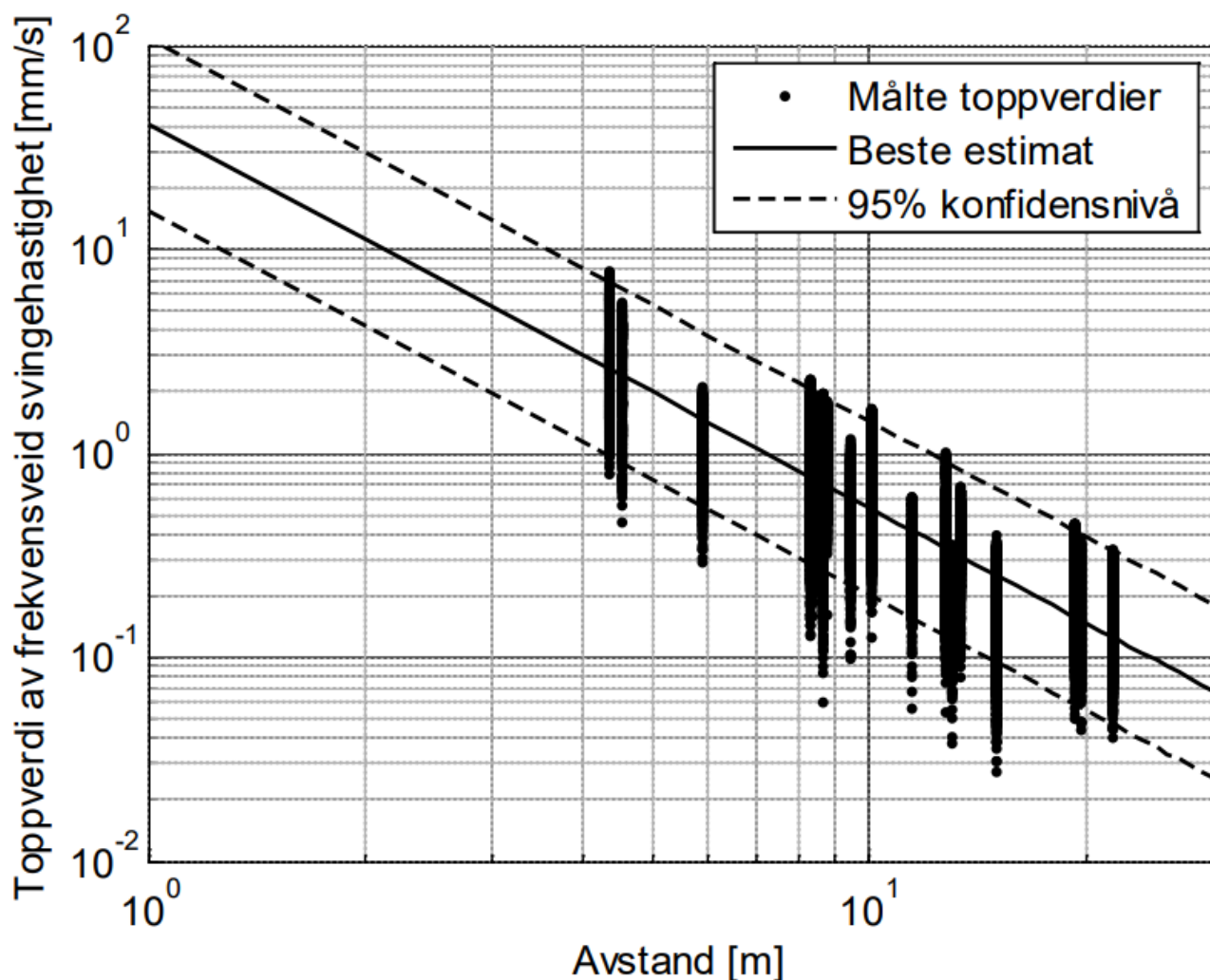
Pigging av berg vil kunne medføre fare for sjananse for beboere av nærliggende bygninger på grunn av støy og vibrasjoner. Det nevnes også at bryting av tele med pigghammere vil kunne forårsake kraftige vibrasjoner og det anbefales dermed at dette unngås tett inntil byggverk. Videre er det viktig å hensynta at det kan forekomme skade på bygninger/bebyggelse i forbindelse med pigging på grunn av sprut av steinfliser fra aktiviteten, ved bruk av tungt utstyr kan steinspruten nå langt. I flere sentrale gang- og sykkelvegprosjekter, der omfattende pigging har vært foretrukket fremfor sprengning på grunn av nærliggende boliger, har en sett skader på vindusflater, kledninger og biler på uventede avstander. Selv ikke bruk av beskyttelsesduker har vært tilstrekkelig for å begrense problemet tilfredsstillende og enkelte benytter en krage rundt pigghammeren for å avhjelpe problemet, i tillegg til beskyttelsesduker mot bebyggelse.

Grenseverdier for vibrasjoner fra pigging for byggverk er gitt i NS 8141-1:2022 [\[306\]](#). For tunneler og bergrom er det ikke fastsatt grenseverdier for annen anleggsvirksomhet enn sprengning. I tabell i NS 8141-1:2022 [\[306\]](#), er det imidlertid gitt kildefaktorer som vil kunne gi en veiledning til hvordan ulike typer av kilder vurderes mot hverandre. Forskjellen mellom sprengning og pigging er i henhold til tabellen en faktor 0,7. Denne faktoren tar hensyn til at konstruksjoner er mer sårbare for gjentatte impulser og kontinuerlige vibrasjoner enn fra enkelte transiente hendelser.

Pigging på overflaten i kort avstand fra eksisterende tunneler og bergrom er en ofte forekommende problemstilling.

Det er utført vibrasjonsmålinger under prøvepigging på en byggetomt i sentrale Oslo. Under målingene ble det pigget i et antall punkter på byggetomten samtidig som vibrasjonene ble målt med akselerometre som var støpt fast i bunnen av hull boret i berg.

Resultatene fra alle målingene er sammenstilt i [figur 18.5.4—1](#). Ved bruk av regresjonsanalyse er det bestemt et estimat på toppverdi av uveid svingehastighet som funksjon av avstand og 95 % konfidensnivå for estimatet. 95 %-konfidensnivå betyr at 95 % av observasjonene er innenfor denne verdi.



Figur 18.5.4—1 — Toppverdi av frekvensveid svingehastighet som funksjon av avstand

[Figur 18.5.4—1](#) viser frekvensveide toppverdier av svingehastighet målt i berget. På en fri bergflate i en tunnel eller på overflaten vil det kunne forventes omtrent dobbelt så høy svingehastighet grunnet refleksjonsbidraget.

Målingene viser at det i ca. fem meters avstand vil være en toppverdi av frekvensveid svingehastighet på $v_f = 10$ mm/s på bergflaten hvis 95 % konfidensnivå legges til grunn. Lokale forhold, som bergkvalitet, ingen frie flater som det vil kunne pigges mot, og/eller pigging mot sprekkeplan, vil imidlertid bidra til vesentlig høyere verdier enn de som vises i [figur 18.5.4—1](#). De stedlige forholdene vurderes derfor alltid, og ved pigging i kort avstand fra følsomme konstruksjoner som tunneler og bergrom anbefales det at vibrasjonsmålinger utføres.

18.5.5 Forhåndsvurdering og besiktigelse

NS 8141-4:2021 [\[308\]](#) slår fast at før sprengnings- og anleggsarbeider igangsettes skal det utføres en vurdering av faktorer som vil kunne påvirke størrelse og utbredelse av vibrasjoner, og en kartlegging og vurdering av byggverk, ømfintlig utstyr, infrastruktur etc. i området som vil kunne påvirkes av vibrasjonene. Omfanget av besiktigelsen tilpasses skadepotensialet og sees i sammenheng bygge- og anleggsarbeidets størrelse og varighet. Videre tilpasses besiktigelsen avstand til anleggsstedet i henhold til Tabell 1 i NS 8141-4:2021 [\[308\]](#). Setningsfare vurderes også. Det kan være behov for å utvide området for besiktigelse når det er spesielle grunnforhold, for eksempel at arbeider kan føre til setninger på grunn av at grunnvannsnivået synker. Vurderingene foretas i tidlig planfase for å sikre et tilstrekkelig underlag og tid til håndtering.

I NS 8141-4:2021 [308] er det gitt anbefalt område for besiktigelse avhengig av avstanden fra anleggsstedet. Anbefalingene gjelder for sprenging i dagen (bygninger fundamentert på løsmasser eller berggrunn), sprengning i underjordsanlegg (tunneler, bergrom eller dype byggegroper) og øvrige anleggsarbeider. Avhengig av situasjonen er anbefalt avstand 30 til 200 meter.

I NS 8141-4:2021 [308] er det gitt grundig beskrivelse av gjennomføring av bygningsbesiktigelse og hva besiktigelsen skal omfatte. Det er gitt anbefalinger til de mest vanlige metodene som er besiktigelse med video med innleste kommentarer eller besiktigelse med tekst og bilder. Det anbefales at ny besiktigelse utføres umiddelbart etter at anleggsarbeidene er avsluttet. Etter gjennomført besiktigelse utarbeides det en sluttrapport som oppsummerer besiktigelsen.

Ved arbeider som forflytter seg, for eksempel veg- og baneprosjekter, VA-prosjekter etc., er det viktig at besiktigelsen utføres i tilstrekkelig stor avstand til prosjektene. For daganlegg anbefales en avstand på minimum 300 - 400 meter og for tunnelanlegg anbefales en avstand på nærmere 1000 meter.

Potensielt ustabile forhold, for eksempel ras- eller setningsfare, rapporteres til oppdragsgiver dersom det avdekkes under besiktigelsen.

18.6 Vibrasjoner fra vegtrafikk

18.6.1 Årsaker

Forhold som har betydning for vibrasjoner fra vegtrafikk er:

- vegbanens jevnhet
- kjøretøy (vekt, last og fjærsystem)
- kjørehastighet
- vegoverbygningens sammensetning (materialer, lagtykkelse)
- undergrunnens beskaffenhet (jordart, vanninnhold etc.)

Undersøkelser har vist at ikke alle faktorene har like stor betydning, men data er ikke entydige på alle punkter.

18.6.1.1 Vegbanens jevnhet

Belastningen fra et stillestående kjøretøy vil forårsake et visst spenningsmønster i vegens over- og underbygning, avhengig av de fysiske egenskaper i de enkelte lag av vegkroppen samt kjøretøyets akseltrykk, hjuldimensjoner og lufttrykk i hjulene. Når kjøretøyet beveger seg langs vegen vil spenningsmønsteret i vegkroppen flyttes med. Hvis vi ser på spenningene i et gitt tverrprofil av vegen, vil de enkelte elementer i veglegemet gjennomgå spenningsmaksimum omtrent i det øyeblikk første hjulpar passerer, og deretter en reduksjon. En gjentakelse av dette forløp vil finne sted når neste hjulpar passerer. Spenningspulsens varighet og forløp etter hjulpassering vil avhenge av kjøretøyets hastighet. Denne virkningen vil i forsterket grad kunne gi opphav til vibrasjoner dersom vegkroppen og undergrunnen er inhomogen. Denne form for pulserende belastning som rullende vegtrafikk forårsaker, vil således være en kilde til pulserende bevegelser (vibrasjoner) i veglegemet og det omkringliggende terreng. En vegbane vil imidlertid kunne ha forskjellig grad av jevnhet, og ved ujevn vegbane vil man i tillegg til ovennevnte spenningsendringer få støtbelastninger fra kjøretøyet som har stor betydning for resulterende vibrasjoner.

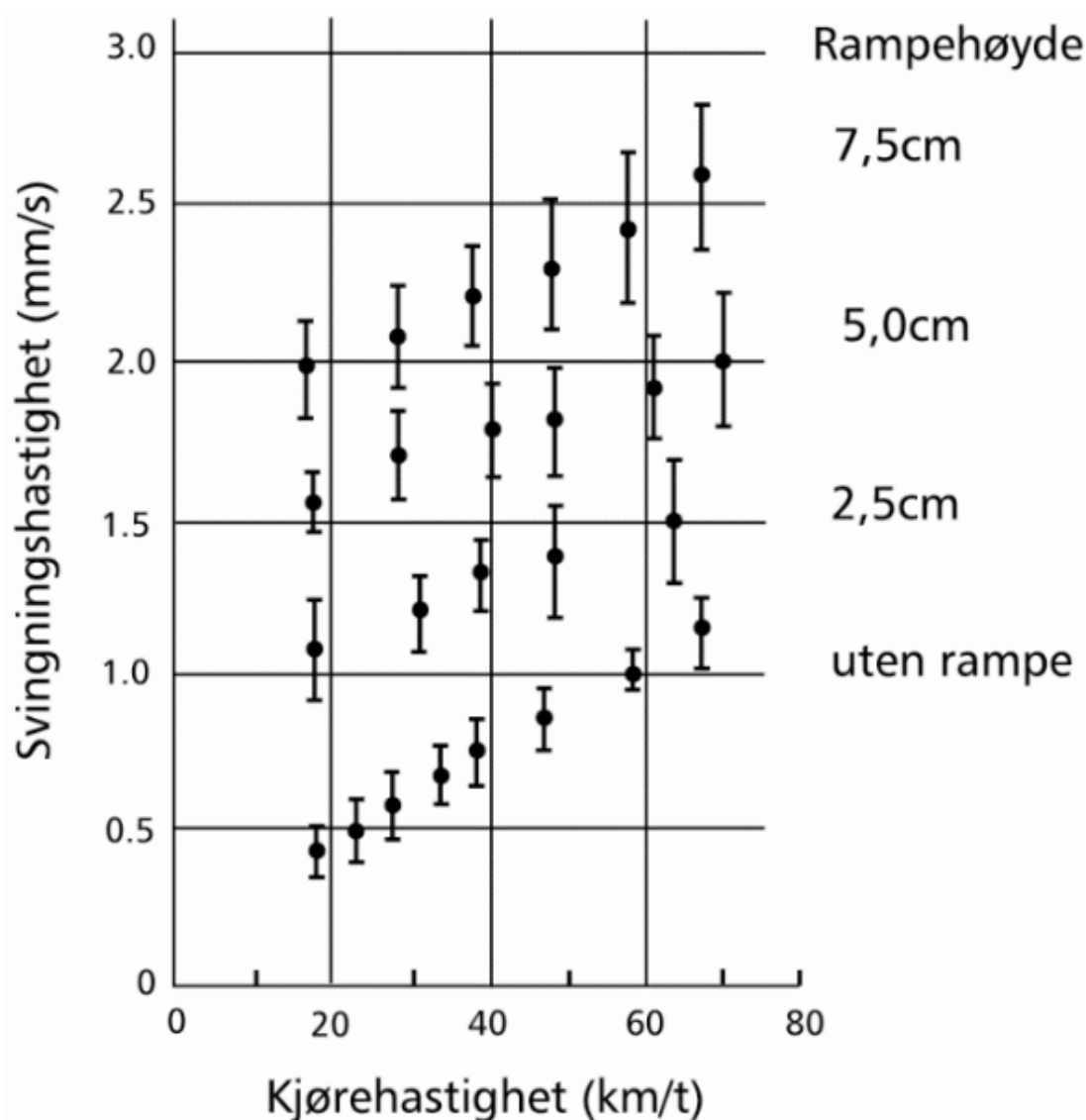
For å undersøke virkningen av ujevnheter i vegbanen er det i flere land utført forsøk med forskjellige typer ujevnheter. Ramper av varierende høyde samt hindringer med rektangulært tverrsnitt har vært plassert på tvers av vegbanen. I noen tilfeller har også forsenkinger i vegbanen (slaghull) vært simulert. Forsøkene viser at større ujevnheter gir større vibrasjoner, det er imidlertid vanskelig å sette opp en klar relasjon på bakgrunn av de foreliggende data.

18.6.1.2 Kjøretøy

Ved siden av ujevnhetenes størrelse og form vil kjøretøyets størrelse, massefordeling og avfjæringsforhold være av betydning. Privatbiler antas i denne sammenheng å ha liten betydning for resulterende vibrasjoner. Utførte undersøkelser har stort sett vært konsentrert om traktorer, dumpere, lastebiler og busser av forskjellig størrelse med og uten last. Det er fra flere forsøk med tunge kjøretøy vist at kjøretøyets last har liten betydning. Ut fra foreliggende data synes det ikke å være grunnlag for å skille kjøretøy som kilde på annen måte enn at "større" kjøretøy gir større vibrasjoner enn "mindre". Busser er i denne sammenheng foreslått sidestilt med lastebiler av tilsvarende dimensjon.

18.6.1.3 Kjørehastighet

Betydningen av kjøretøyets hastighet har vært studert ved flere undersøkelser. Selv om resultatene avviker noe, synes tendensen å være at resulterende vibrasjoner (svingningshastighet) øker med kjøretøyets hastighet. Økningen vil imidlertid kunne variere for jevn vegbane og humper med ulike høyder, se [figur 18.6.1.3—1](#). Forsøk utført i Statens vegvesens regi viser små endringer i resulterende svingningshastighet for kjørehastighet 30 og 50 km/t jf. Statens vegvesens Intern rapport nr. 170 [\[318\]](#).



Figur 18.6.1.3—1 — Målte variasjoner i svingningshastighet med varierende kjørehastighet og ujevnheter (etter Lande [\[322\]](#))

18.6.1.4 Vegoverbygning

Betydningen av materialer i vegoverbygningen samt tykkelsen av de enkelte lag har ikke vært gjenstand for spesielt omfattende undersøkelser. De data som foreligger tyder imidlertid på at vanlig forekommende overbygningskonstruksjoner, med dagens krav til akseltrykk, er omtrent likeverdige hva angår resulterende vibrasjoner. Dette gjelder også overbygninger med tynne sjikt av ekspandert polystyren (EPS) og andre isolasjonsmaterialer.

18.6.1.5 Underbygning

Undergrunnens sammensetning og lagtykkelse har stor betydning for vibrasjonenes spredning og resulterende vibrasjoner.

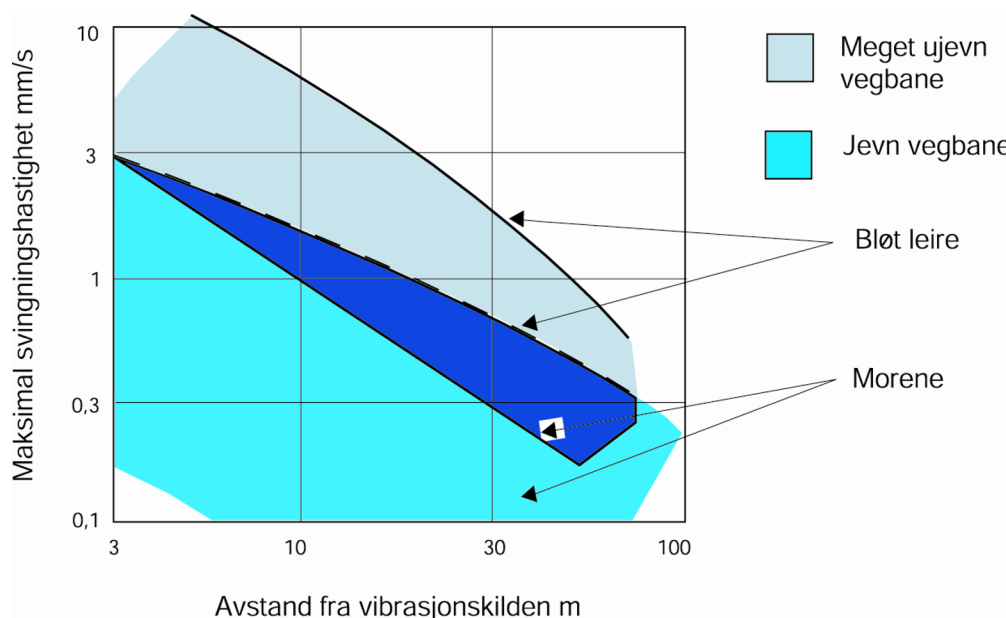
Hvis en skiller mellom leire, sand/grus og morene, er det registrert størst vibrasjoner på leirterreng. Mindre verdier er målt på sand/grus, mens morene synes å gi de laveste verdier. Her kommer imidlertid også lagringsfastheten inn i bildet. Målinger på veg med berggrunn ga ubetydelige vibrasjoner. Når det gjelder leire, synes høyere vanninnhold å gi større vibrasjoner. Hvorledes leirens fasthet varierer med vanninnhold, er imidlertid ikke undersøkt i disse tilfellene.

Under forhold med tele i vegkroppen er det registrert en reduksjon i resulterende svingningshastighet sammenlignet med målinger uten tele. Dette gjelder både med og uten ujevnheter i vegbanen.

Tiltak mot vibrasjoner er svært komplisert og kostbart, og i mange tilfeller ikke mulig, men det finnes dokumentasjon på at fyllinger av ekspandert polystyren (EPS), lettklinker og skumglass samt forsterkning med kalksementpeler vil gi vibrasjonsdempende effekt.

Ved å sammenstille en rekke målinger for ulike grunnforhold er det mulig å sette opp empiriske regnemodeller slik at virkningen i ulik avstand fra en gitt kilde anslås. I Norge foreligger slike modeller for vibrasjoner fra skinnegående trafikk, men foreløpig er tallmaterialet for lite til å kunne lage tilsvarende regnemodeller for vegtrafikk.

En sammenstilling av målte vibrasjoner fra vegtrafikk på forskjellig undergrunn og ujevnheter i vegbanen, jf. Intern rapport nr. 170 [318], er sammenstilt på [figur 18.6.1.5—1](#).



Figur 18.6.1.5—1 — Maksimale uveid toppverdi av svingningshastigheter målt med normal tung trafikk, jevn og meget ujevn vegbane og ulike jordarter (Etter Intern rapport nr. 170 [318])

18.6.2 Tiltak

Det er tre hovedprinsipper for hvordan tiltak mot vibrasjoner utføres:

- tiltak på kilden (kjøretøy og vegbane)
- tiltak på overføringsveien mellom kilde og byggverk
- tiltak på byggverket

18.6.2.1 Kjøretøy

På bakgrunn av at vibrasjonene synes å variere med kjøretøyets størrelse, er det mulig å tenke seg restriksjoner på bruk av store kjøretøy i utsatte områder (boliggater) til visse tider av døgnet. Eventuelt vil det kunne være aktuelt med forskjellige hastighetsgrenser for slike kjøretøy da kjørehastighet ansees å ha betydning. Sistnevnte tiltak anbefales i tilfelle å følges opp med målinger for å kontrollere at det har den ønskede virkningen.

18.6.2.2 Vegbanen

Vegoverflatens jevnhet har stor betydning for resulterende vibrasjoner. Det er derfor vesentlig at man sørger for jevn vegbane der det er behov for å begrense trafikkvibrasjoner. Vinterstid er det behov for å sørge for god snørydding og der telehiv oppstår på veg som ikke har frostsikker overbygning, vil det kunne være aktuelt med spesielle frostsikringsløsninger. Utforming og plassering av eventuelle fartshinder er viktig, spesielt nær vibrasjonsfølsomme fasiliteter.

18.6.2.3 Effekt av avstand

Som vist i [figur 18.6.1.5—1](#) vil vibrasjonene på terreng generelt dempes relativt raskt med økende avstand fra vegen, og virkningen på bygninger kan ventes å avta tilsvarende. Her kommer de generelle byggelinjebestemmelsene inn i bildet.

Erfaringsmessig vil man med en byggelinjeavstand på minimum 50 m fra senterlinje veg for riksveger utenom bymessige strøk ligge i en sikker avstand fra vibrasjoner fra veg. For fylkesveger og kommunale veger med byggelinjeavstand minimum 15 m fra senterlinje veg vil mulig påvirkning variere (grunnforhold, kjørebanejevnhet etc.), men stort sett antas bygninger utenfor byggelinjen å være lite utsatt. Mest utsatt er således bygninger hvor det er gitt dispensasjon fra byggelinjebestemmelsene og bygninger i bymessige strøk.

18.6.2.4 Undergrunnen og bygning

Løsmassene på det enkelte sted er av stor betydning og de ugunstigste forhold opptrer på leirgrunn. For større bygg vil fundamentering til fast grunn f.eks. ved peler være aktuelt. Dette gir den nødvendige stivhet i vertikal retning, men det vil også kunne være behov for å redusere vibrasjonsoverføring i horisontal retning. Mulighetene for å lykkes her avhenger av vibrasjonenes frekvens. Lavere frekvenser er vanskeligere å redusere enn mer høyfrekvente, som fremst oppleves som strukturstøy i bygninger. For høyere frekvenser vil for eksempel mineralull mot kjelleryttervegger kunne være et aktuelt tiltak. For lavere frekvenser trengs det mer omfattende tiltak som for eksempel skjerming av kalksement peler mellom bygninger og veg eller bane.

For nye bygninger som planlegges nær eksisterende samferdselsanlegg er det viktig at det tas hensyn til vibrasjoner under regulering og prosjektering. Dette for å unngå at for eksempel etasjeskillerenes (dekke/bjelkelag) resonansfrekvens sammenfaller med de frekvenser der det er mye vibrasjoner fra veg eller bane. Utbedring av plagsomme vibrasjonsforhold i ettertid vil kunne være svært vanskelig og får som regel store økonomiske konsekvenser.

18.7 Symbolliste

Tabell 18.7—1

Symbol	Forklaring
A_0	Maksimal forskyvningsamplitude
A_r	Amplitude i avstand r fra kilden
a	Akselerasjon
C_R	Utbredelsesfart for Rayleighbølger
C_s	Skjærbølgefart
D	Energitap- eller dempningskoeffisient
δ	Forskyvning
f	Svingefrekvens
G	Skjærmodul
γ_{cy}	Syklisk skjærtøyning
γ_{th}	Terskeltøyning
λ	Bølgelengde
r	Radiell avstand fra kilden
r.m.s	Root mean square Effektivverdi
ρ	Massetetthet
T	Svingeperiode
t	Tid
T_{cy}	Sykliske skjærspenning
U	Svingehastighet Toppverdi uveid svingehastighet
U_f	Frekvensveid toppverdi av svingehastighet
U_{th}	Terskelhastighet

Referanser

- [1] Statens vegvesen. Vegnormal N200 Vegbygging. [Statens vegvesen. N200:2024](#)
- [2] Standard Norge. (2016). Eurokode 0: Grunnlag for prosjektering av konstruksjoner. NS-EN 1990:2002+A1:2005+NA:2016. Oslo: Standard Norge
- [3] Standard Norge. (2020). Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering - Del 1: Allmenne regler. NS-EN 1997-1:2004+A1:2013+NA:2020. Oslo: Standard Norge
- [4] Standard Norge (2008). Eurokode 7: Geoteknisk prosjektering, Del 2: Regler basert på grunnundersøkelser og laboratorieprøver. NS-EN 1997-2:2007+NA:2008. Oslo: Standard Norge.
- [5] Standard Norge. (2014). Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 5: Fundamenter, støttekonstruksjoner og geotekniske forhold. NS-EN 1998-5:2004+NA:2014. Oslo: Standard Norge
- [6] Bane NOR (2022-02-10) Teknisk regelverk: Underbygning/Prosjektering og bygging. Hentet fra [Underbygning/Prosjektering og bygging – Teknisk regelverk \(banenor.no\)](#)
- [7] Bane NOR (2019, 15. august) Teknisk designbasis for InterCity strekningene. (Dokument nr. ICP-00-A-00030 Rev. 05A) Hentet fra [Teknisk Designbasis \(banenor.no\)](#)
- [8] Kavli, A. (2017). Eurocode 1990 og 1997 – Numeriske analyser. NGF-kurs Geotekniske prosjekterings- og utførelsesstandarder. Tønsberg: Tekniske Foreningers Servicekontor
- [9] Statens vegvesen. Vegnormal N400 Bruprosjektering. [Statens vegvesen. N400:2025](#)
- [10] Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.). (2017). (FOR-2017-11-17-1900). Hentet fra <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-11-17-1900>
- [11] Janbu, N. (1973). Shear strength and stability of soils. Norsk Geoteknisk Forening, NGF-foredraget 1973. ISBN 82-546-0014-7.
- [12] Direktoratet for Byggkvalitet. (2010). Byggesaksforskriften (SAK 10). Hentet fra <https://dibk.no/byggeregler/sak/>
- [13] Direktoratet for Byggkvalitet. (2017). Byggteknisk forskrift (TEK 17). Hentet fra <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/>
- [14] Norges Vassdrags- og Energidirektorat. (2020). Sikkerhet mot kvikkleireskred - Vurdering av områdestabilitet ved arealplanlegging og utbygging i områder med kvikkleire og andre jordarter med sprøbruddegenskaper. (NVE veileder nr. 1/2019). Oslo: NVE
- [15] Statens vegvesen. (2018). Fravik fra krav i vegnormalene. Hentet fra <https://www.vegvesen.no/fag/publikasjoner/handboker/om-handbokene/vegnormalene/fravik>
- [16] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE). <https://atlas.nve.no>
- [17] Statens vegvesen. (2022). Rapportweb. Hentet fra <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/geofag/Geoteknikk/geotekniske-rapporter-pa-nett>
- [18] Statens vegvesens grunnundersøkelsesdatabase (GUDB)
- [19] Norges geologiske undersøkelse. Nasjonal Database for Grunnundersøkelser (NADAG) (www.ngu.no)
- [20] Kartverket. Hentet fra <http://høydedata.no>
- [21] Kartverket NIBIO og Statens vegvesen, (www.norgebilder.no)
- [22] Norges geologiske undersøkelse. <https://www.ngu.no/emne/kart-pa-nett>

- [23] Norges geologiske undersøkelse. Karttjeneste. <https://insar.ngu.no>
- [24] Norges geologiske undersøkelse. <https://www.ngu.no/emne/insar-norg>
- [25] Kartverket. Hentet fra <https://dybdedata.kartverket.no>
- [26] Statens vegvesen. Vegkart. www.vegkart.no
- [27] NVE, Statens vegvesen og Bane NOR (2015): Felthåndbok ved flom og skred. [Felthåndbok ved flom og skred \(nve.no\)](https://nve.no/felthandbok) ISBN 978-82-7704-145-2
- [28] Internkontrollforskriften. (1997). Forskrift om systematisk helse, miljø- og sikkerhetsarbeider i virksomheter. (FOR-1996-12-06-1127). Arbeids- og inkluderingsdepartementet. Hentet fra: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/1996-12-06-1127>
- [29] Byggherreforskriften. (2010). Forskrift om sikkerhet, helse og arbeidsmiljø på bygge- og anleggsplasser (FOR-2009-08-03-1028). Arbeids- og inkluderingsdepartementet. Hentet fra: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2009-08-03-1028>
- [30] Lov om oregning av fast eigedom (oreigningslova). LOV-1959-10-23-3. Justis- og beredskapsdepartementet. Hentet fra: [Lov om vederlag ved oreigning av fast eigedom \[ekspropriasjonslova\] - Lovdata](https://lovdata.no/dokument/LOV/lov-1959-10-23-3)
- [31] Statens vegvesen (2010). Veiledning V222 Geoteknisk felthåndbok: råd og metodebeskrivelse.
- [32] Lov om anlegg og drift av jernbane, herunder sporvei, tunnelbane og forstadsbane m.m. (jernbaneloven). LOV-1993-06-11-100. Samferdselsdepartementet. Hentet fra: [Lov om anlegg og drift av jernbane, herunder sporvei, tunnelbane og forstadsbane m.m. \(jernbaneloven\) - Lovdata](https://lovdata.no/dokument/LOV/lov-1993-06-11-100)
- [33] Norsk Geoteknisk Forening. (2019). Byggegruppveiledningen 2019. ISBN 978-82-546-1005-3
- [34] Norges geologiske undersøkelse. <https://www.ngu.no/emne/kvartærgeologiske-kart-løsmassekart>
- [35] Norges geologiske undersøkelse. [Berggrunn \(ngu.no\)](https://berggrunn.ngu.no)
- [36] Norges geologiske undersøkelse. [Results - Geoscience Data Portal \(ngu.no\)](https://www.ngu.no/emne/kvartærgeologiske-kart-løsmassekart)
- [37] Standard Norge. (2016). Kvalifikasjonskrav til utførende av grunnundersøkelser – Del 1: Geotekniske feltundersøkelser. NS8020-1:2016. Oslo: Standard Norge.
- [38] Statens vegvesen. (2023). Retningslinje R110 Modellgrunnlag. Vegdirektoratet. [R110:2023](https://vegvesen.no/retningslinje/r110)
- [39] NIFS (2015): «Detektering av kvikkleire – Sluttrapport». NIFS-rapport 126/2015.
- [40] Norsk Geoteknisk Forening (2019): «Veiledning for detektering av sprøbruddmateriale», NGF Melding nr. 12.
- [41] Statens vegvesen. (2018). Kartlegging av svakhetssoner i berg med 2D resistivitet. SVV rapport nr. 305. Vegdirektoratet.
- [42] Statens vegvesen. (2021). Seismiske målemetoder. Veiledning. SVV rapport nr. 733. Vegdirektoratet.
- [43] Norsk Geoteknisk Forening (2019): «Veiledning for utførelse av totalsondering», NGF Melding nr. 9.
- [44] Statens vegvesen (2018). Retningslinje R211 Feltundersøkelser. Vegdirektoratet
- [45] Norsk Geoteknisk Forening. (2017). Veiledning for måling av grunnvannstand og poretrykk. (NGF melding nr. 6 rev. 2). Hentet fra: <http://ngf.no/>

- [46] Standard Norge. (2012). Krav til borede brønner i berg til vannforsyning og energiformål. NS3056:2012.
- [47] Statens vegvesen. (2014). Veiledning V221 Grunnforsterkning, fyllinger og skråninger. Vegdirektoratet
- [48] Norges vassdrags- og energidirektorat. 2009. Veileder for dimensjonering av erosjonssikringer av stein, 4/2009 Norges vassdrags- og energidirektorat: Oslo.
- [49] Norges geologiske undersøkelse. (1999): Testprosjekt Finneidfjord; Integrert skredfarekartlegging -metodevurdering. Rapport nr.: 99.051.Trondheim: NGU.
- [50] Norges geologiske undersøkelse. (2011): Morfologi og skredkartlegging i Botn ved Rissa, Sør-Trøndelag. NGU-rapport nr. 2011.037 Trondheim: NGU.
- [51] Norges vassdrags- og energidirektorat (NVE). NVE-faktaark 4/2020 Skred i strandsonen. 2020. [faktaark2020_04.pdf \(nve.no\)](https://nve.no/faktaark2020_04.pdf)
- [52] Roadex. <https://www.roadex.org/nb/e-learning/leksjon/veger-pa-myr/6-undersokelser-og-registreringer>
- [53] NIFS (2013): «State-of-the-art: Blokkprøver». NIFS-rapport 41/2013.
- [54] NIFS-prosjektet. (2014b). Valg av karakteristisk cuA – profil basert på felt – og laboratorieundersøkelser. (NIFS-rapport nr. 77/2014). Oslo: NVE
- [55] Kartverket (2015): Teknisk kravspesifikasjon for sjømåling som skal inngå i nautiske publikasjoner. Dok. Id. IV.2.8.2-2
- [56] ISSMGE. (2005): Geotechnical & geophysical investigations for offshore and nearshore developments. Technical committee 1, International Society for Soil Mechanic and Geotechnical Engineering.
- [57] Statens vegvesen. Veiledning V240 Vannhåndtering. Vegdirektoratet. [N-V240:2023](#)
- [58] Statens vegvesen. Vegnormal N500 Vegtunneler. Vegdirektoratet. [Statens vegvesen. N500:2022](#)
- [59] Statens vegvesen. (2022). Veiledning V521 Geologi og bergsikring i tunnel. Vegdirektoratet.
- [60] Norges geologiske undersøkelse. <https://geo.ngu.no/kart/granada>
- [61] Forskrift om oppgaveplikt ved brønnboring m.v. (1996). Forskrift om oppgaveplikt ved brønnboring og grunnvannsundersøkelser. (FOR-1996-11-19-1066). Hentet fra: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/1996-11-19-1066>
- [62] Statens vegvesen. (2016). Retningslinje R210 Laboratorieundersøkelser. Vegdirektoratet.
- [63] Norsk Standard. (2021). NS-EN ISO 22475-1. Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser – Prøvetakingsmetoder og grunnvannsmålinger – Del 1: Tekniske prinsipper for prøvetaking av jord, berg og grunnvann (ISO 22475-1:2021)
- [64] Norsk Geoteknisk Forening. (2013). NGF melding nr. 11 Veiledning for prøvetaking
- [65] Lunne, T., Berre, T., & Strandvik S. (1997). Sample disturbance effects in soft low plasticity Norwegian clay, Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics. Almeida (ed.), Balkema: Rotterdam.
- [66] Andresen, A., Kolstad, P. (1979). The NGI 54 mm samplers for undisturbed sampling of clays and representative sampling of coarser materials. Proc. Int. Symposium on soil Sampling, Singapore 1979, pp. 13-21.
- [67] Amundsen, H. (2017). Effects of storage on 54 mm piston samples of soft sensitive clay. NTNU

- [68] Norsk Geoteknisk Forening. (2011). NGF melding nr. 2 Veiledning for symboler og definisjoner i geoteknikk – Identifisering og klassifisering av jord.
- [69] Norsk Geoteknisk Forening. (2019). Peleveiledningen 2019. Den Norske Pelekomite: Oslo.
- [70] Norsk Standard. (2017). NS-EN ISO 17892-6:2017. Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser - Laboratorieprøving av jord – Del 6: Konusprøving
- [71] Norsk Standard. (1988). NS 8015:1988 Geoteknisk prøving - Laboratoriemetoder – Bestemmelser av udrenert skjærstyrke ved konusprøving
- [72] Statens vegvesen. (1965). Meddelelse nr. 24. A statistical analysis of some methods for shear strength determination in soil mechanics. Veglaboratoriet
- [73] Norsk Standard. (2018). NS-EN ISO 14688-2:2018. Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser – Identifisering og klassifisering av jord – Del 2: Klassifiseringsprinsipper (ISO 14688-2:2017)
- [74] Janbu, N. (1963). Soil compressibility as determined by oedometer and triaxial tests. In Proceedings of the 3rd European Conference Soil Mechanics, Wiesbaden. Vol. 1, pp. 19–25.
- [75] Janbu, N. (1989). Grunnlag i geoteknikk. Trondheim: Tapir akademisk forlag.
Nasjonalbiblioteket: https://urn.nb.no/URN:NBN:no-nb_digibok_2008052204124
- [76] Jensen, T.G., (2009). Tolkning av forsøk, bestemmelse av setningsparametere. Kurs i geotekniske setningsanalyser. NGF
- [77] Ladd, C.C. & Foott, R. (1974). New design procedure for stability of soft clay. Journal of the Geotechnical Engineering Division, Proceedings of the ASCE, 100 pp. 763-786
- [78] Degago S.A. (2011). On creep during primary consolidation of clays. Doktoravhandling ved NTNU, 267s. Trondheim. ISBN 1503-8181
- [79] Janbu, N. (1970): Grunnlag i geoteknikk. Trondheim. Tapir forlag.
- [80] Senneset, K., Sandven, R. & Janbu, N. (1989). The evaluation of soil parameters from piezocone tests. Transportation Research Record, no.1235.
- [81] Sandven, R. (1990). Strength and deformation properties of fine grained soils obtained from piezocone tests. PhD avhandling 1990:3, NTH Trondheim.
- [82] Chen, B.S.Y. & Mayne, P. (1996). Statistical relationships between piezocone measurements and stress history of clays. Canadian Geotechnical Journal, 1996, 33(3), 488-498.
- [83] Karlsrud, K., Lunne, T., Kort, DA. & Strandvik, S. (2005). CPTU correlations for clays. Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2, 693-702
- [84] Karlsrud, K. & Hernandez-Martinez, F.G. (2013). Strength and deformation properties of Norwegian clays from laboratory tests on high-quality block samples. Canadian Geotechnical Journal (50), 1273-1293
- [85] Norges Geotekniske Institutt. (2011). Data base for tests on high quality block samples on clay. Summary of compressibility, strength and deformation parameters in relation to index properties. NGI rapport nr. 20051014-1
- [86] Braaten, A. (1989). Forbelastningstrykk anslått ved kvartærgeologiske og geotekniske metoder i forhold til ødometerforsøk. Cand.scient. oppgave, Universitetet i Oslo.
- [87] Holstad, Ø. B. & Degago, S. A. (2021). Strength and deformation characterization of Norwegian organic cohesive soil (gyttja). 18. Nordisk geoteknisk møte (NGM). Helsinki.
- [88] Holstad, Ø. (2016). Skjærfasthet- og deformasjonsparametre på gytjemateriale. FoU Organisk jord. Prosjekt oppgave utført ved NTNU.

- [89] Larsson, R. (1990). SGI Report No. 38. Behaviour of Organic clay and Gytta. Statens geotekniska institutet (SGI). Linköping.
- [90] TK Geo (2009). Tekniska kravdokument Geo. Vegverket publikasjon 2008:49. Banverket publikasjon BVH 1585.001.
- [91] Janbu, N. (1985). Soil models in offshore engineering. *Geotechnique* 35. No. 3. 241-281
- [92] Brooker, E.W. & Ireland, H.O. (1965). Earth pressure at rest related to stress history. *Canadian Geotechnical Journal*, 2(1), pp. 1-15
- [93] Statens vegvesen. (1986). Intern rapport nr. 1261. Spenningsstier, tolkingsnett for treaks. Veglaboratoriet
- [94] NIFS-prosjektet. NIFS-rapport 77/2014. Valg av karakteristisk cuA-profil basert på felt og laboratorieundersøkelser
- [95] Statens vegvesen. (1999). Intern rapport nr. 2117. Kalksementstabilisering av bløt og kvikk leire. Prosedyre for innblanding i laboratoriet. Veglaboratoriet.
- [96] Norsk Geoteknisk Forening. (2012). Veiledning for grunnforsterkning med kalksementpeler
- [97] Karlsson, R. & Hansbo, S. & Statens råd for bygnadsforskning (Sweden) & Svenska geotekniska foreningen. Laboratiekommitten. (1989). Soil classification and identification. Stockholm, Sweden: Solna, Sweden: Swedish Council for Building Research; Distribution, Svensk byggtjenest
- [98] Paniagua, P., Long M. L'Heureux, J-S. (2021). Geotechnical characterization of Norwegian peat: database. 18. Nordisk geoteknisk møte (NGM). Helsinki.
- [99] Vorren, T. O. og Mangerud, J. (2006). Istider kommer og går. Kapittel 15 i Landet blir til. Ramberg, I. B., Bryhni, I., Nøttvedt, A. (red) Norsk geologisk forening c/o NGU, Trondheim. s. 478-531
- [100] Hughes, A. L. C., Gyllencreutz, R., Lohne, Ø. S., Mangerud, J., Svendsen, J. I. (2016). The last Eurasian ice sheets – a chronological database and time-slice reconstruction. *DATED-1. Boreas*, v. 45, s. 1-45
- [101] Statens vegvesen. (2003). Litt om praktisk løsmassegeologi, Intern rapport nr. 2333. Oslo: Vegdirektoratet.
- [102] Standard Norge. (2018). NS-EN16907-2:2018 Grunnarbeider, Del 2: Klassifisering av materialer. Standard Norge.
- [103] Jørgensen, P., Sørensen, R., Haldorsen, S. (1997). Kvartærgeologi. 2. utgave, Norges Landbrukshøgskole. Landbruksforlaget. Nasjonalbiblioteket: http://urn.nb.no/URN:NBN:no-nb_digibok_2008121804017%20
- [104] Norges geologiske undersøkelse (1954). Om norske jordarters variasjon i korngradering og plastisitet. Norges geologiske undersøkelse nr. 186. Oslo: Aschehough og Co.
- [105] Mangerud, J., Aarseth, I., Hughes, A. L. C., Lohne, Ø. S., Skår, K., Sønsteigård, E., Svendsen, J. I. (2016). A major re-growth of the Scandinavian Ice Sheet in western Norway during Allerød-Younger Dryas. *Quaternary Science Reviews*. V. 132, s. 175-205
- [106] Norsk Geoteknisk Forening. (2018). Veiledning for utførelse av totalsondering. (NGF melding nr. 9). Oslo: NGF.
- [107] Statens vegvesen. (2006). Mineralogisk analyse av «Mjøsleire». Visuell petrografi, XFR og SEM. Rapport PB06/1. Oslo: Vegdirektoratet.
- [108] Statens vegvesen. (1973). Jordarters vannømfintlighet. Orienterende undersøkelse av forholdet vanninnhold/bæreevne. Intern rapport nr. 512. Oslo: Veglaboratoriet.

- [109] Statens vegvesen. (1976). Brukbarhet av masser til oppbygging av vegfyllinger. Intern rapport nr. 817. Oslo: Veglaboratoriet.
- [110] Jørgensen, P., Sørensen, R., Prestvik O., 2013. Norske jordarter, 114 sider.
- [111] Vorren, T. O., Mangerud, J., Blikra, L., Nesje, A., Sveian, H. (2006). Norge trer fram. Kapittel 16 i Landet blir til. Ramberg, I. B., Bryhni, I., Nøttvedt, A. (red) Norsk geologisk forening c/o NGU, Trondheim. s. 532-555
- [112] NIFS-prosjektet. (2016). Dynamiske påkjenninger og skredfare. (NIFS-rapport nr. 16/2016). Oslo: NVE.
- [113] Youd T.L., Idriss, I.M., Andrus, R.D., Arango, I., m.fl. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 127(10): 817-833.
- [114] Statens vegvesen. Vegnormal N100 Veg og gateutforming. Oslo: Vegdirektoratet. [Statens vegvesen. N100:2022](#)
- [115] Lauritzen, S.-E. (2010). Grotter – Norges ukjente underverden. Landbruksforlaget.
- [116] Aarseth, I., Lønne, Ø., Giskeødegård, O. (1989). Submarine slides in glaciomarine sediments in some western Norwegian fjords. Marine Geology v. 88 s. 1-21
- [117] Østerås, T. (1973). Innføring i kvartærgeologi: Med kort tillegg om jordsmonn av Olav Prestvik. Oslo: Universitetsforlaget.
- [118] Bøe, R., Longva, O., Lepland, A., Blikra, L. H., Sønstegaard, E., Haflidason, H., Bryn, P., Lien, R. (2004). Postglacial mass movements and their causes in fjords and lakes in western Norway. Norwegian Journal of Geology, V. 84, s. 35-55
- [119] Raunholm, S., Larsen, E., Sejrup, H. P. (2002). Weichselian sediments at Foss-Eikeland, Jæren (southwest Norway): sea-level changes and glaciation history. Journal of Quaternary Science. V. 17 s. 241-260.
- [120] Bjerrum, L. (1971). Kvikkleireskred: et studium av årsaksforhold og forbygningsmuligheter. Oslo: NGI publikasjon nr. 89
- [121] NIFS-prosjektet. (2012). Detektering av kvikkleire fra ulike sonderingsmetoder (NIFS-rapport nr. 46/2012). Oslo: NVE.
- [122] NIFS-prosjektet. (2015) Detektering av kvikkleire – Sluttrapport. (NIFS-rapport nr. 126/2015). Oslo: NVE.
- [123] NIFS-prosjektet. (2013). Vurdering av kartleggingsgrunnlaget for kvikkleire i strandsonen. (NIFS-rapport nr. 26/2013). Oslo: NVE.
- [124] NIFS-prosjektet. (2014). Skredfarekartlegging i strandsonen -videreføring. (NIFS-rapport nr. 27/2014). Oslo: NVE.
- [125] Statens vegvesen. (2003). Litt om vegbygging i ur. Intern rapport nr. 2334. Vegdirektoratet, Oslo.
- [126] Norges Geotekniske Institutt. (2017). Dok.nr. 20160646-01-R Skredet ved Granvinvannet. Utredning av skredteknisk årsak. Oslo: NGI.
- [127] Statens vegvesen. (2017). Second seabed visualization of circular depressions - Bjørnafjorden. Report. SBJ-02-C3-SVV-02-RE-003
- [128] L'Heureux, J.-S., Eilertsen, R. S., Hansen, L., Sletten, K. (2011). Morfologi og skredkartlegging i Botn ved Rissa, Sør-Trøndelag. NGU rapport 2011.037
- [129] Statens vegvesen. (2018b). Fv.717 Sund-Bradden Geoteknisk Datarapport 2018. Ud926A-GEOT-R01.

- [130] Statens vegvesen. (2014). Veiledning V138 Veger og snøskred. Oslo: Vegdirektoratet.
- [131] Statens vegvesen. (2014). Veiledning V139 Flom- og sørpeskred. Oslo: Vegdirektoratet.
- [132] Byggteknisk forskrift (TEK 17). (2017). Forskrift om tekniske krav til byggverk. (FOR2017-06-19-840). Kommunal- og distriktsdepartementet. Hentet fra: <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-19-840>
- [133] Helle, T.E., Nordal, S. & Aagaard, P. (2018). Improved geotechnical properties in salttreated highly sensitive landslide-prone clays. Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Geotechnical Engineering 171(3), s. 232-242. doi: <https://doi.org/10.1680/jgeen.17.00071>
- [134] Leroueil, S., Tavenas, F. & Le Bihan, J.P. (1983). Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada. Canadian Geotechnical Journal 20(4): s. 681-705. doi: <https://doi.org/10.1139/t83-076>
- [135] Thakur, V., Degago, S., Oset, F., Aabøe, R., Dolva, B.K., Aunaas, K., ... & L'Heureux, J.S. (2014). Characterization of Post-failure Movements of Landslides in Soft Sensitive Clays. JS L'Heureux, A. Locat, S. Leroueil, D. Demers, J. Locat (Red.) Landslides in Sensitive Clays. From Geosciences to Risk Management. (Vol 36, s. 91-103). Springer, Dordrecht. doi: <https://doi.org/10.1007/978-94-007-7079-9>.
- [136] Gregersen, O. (1981). The Quick Clay Landslide in Rissa, Norway. 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering (Stockholm). (s. 421-426)
- [137] Norges Geologiske Undersøkelse. (2018). Hentet fra <http://www.ngu.no>
- [138] Norges Vassdrags- og Energidirektorat. (2018). NVEs tematiske geodata. Hentet fra (<https://atlas.nve.no>)
- [139] Statens vegvesen. (2018). Rapportweb. Hentet fra <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/geofag/Geoteknikk/geotekniske-rapporter-pa-nett>
- [140] Duncan, J.M., Wright, S.G. & Brandon, T.L. (2014). Soil Strength and slope stability. (2. utg.). Hoboken, New Jersey: John Wiley & Sons.
- [141] Jostad, H.P. & Lacasse, S. (2015). 3D effects in undrained slope stability analysis of clays. ICSMGE conference. Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. ICE Publication, (s. 1573-1578)
- [142] Vik, A. (2015). Beregningsmetoder GeoSuite. NGF-kurs Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger, Trondheim: Tekna
- [143] Bane NOR. (2018, 13. september). Teknisk regelverk: Underbygning/Prosjektering og bygging/ Generelle tekniske krav. Hentet fra https://trv.jbv.no/wiki/Underbygning/Prosjektering_og_bygging/Generelle_tekniske_krav#Dimensjonerende_laster
- [144] Karlsrud K. (2003). Tolking og fastsetting av jordartsparmetre. NGF-kurs Stabilitetsanalyser av skråninger, skjæringer og fyllinger, Trondheim: Norsk Sivilingeniørers Forening
- [145] NIFS-prosjektet. (2014a). En omforent anbefaling for bruk av anisotropifaktorer i prosjektering i norske leirer. (NIFS-rapport nr. 14/2014). Oslo: NVE
- [146] Clausen, C.J.F. (2000). BEAST - A Computer Program for Limit Equilibrium Analysis by the Method of Slices. (Rapport nr. 8302-2 rev. 3)
- [147] Duncan, M. (1997). Chapter 13 Soil Slope Stability Analysis. Turner A.K. & Schuster R.L. (Red) Landslides: Investigation and mitigation. (Special report 247, s. 337-371) Transportation Research Board. National Research Council (U.S)
- [148] Janbu, N. (1954). Stability analysis of slopes with dimensionless parameters. Doktoravhandling, Harvard University, USA.

- [149] Hjeldnes, E. (1971). Geotekniske stabilitetsanalyser i teori og praksis. En direkte metode for stabilitetsanalyser, Kursdagene NTH, Trondheim
- [150] Aarhaug, O.R. (1992). Geoteknikk. Oslo: NKI Forlaget.
- [151] NIFS-prosjektet. (2016). Sikkerhetsfilosofi for vurdering av områdestabilitet i naturlige skråninger. (NIFS-rapport 15/2016). Oslo: NVE
- [152] Kartverket. (2018). Se havnivå. Hentet fra www.kartverket.no
- [153] Statens vegvesen. (2018). Lærebok: Drenering og håndtering av overvann. (SVVrapport nr. 681). Oslo: Vegdirektoratet
- [154] Forskrift om utførelse av arbeid. (2011). Forskrift om utførelse av arbeid, bruk av arbeidsutstyr og tilhørende tekniske krav (FOR-2011-12-06-1357). Hentet fra <https://lovdata.no/forskrift/2011-12-06-1357>
- [155] Grande, L. (1974). Jordtrykksberegninger. NIF-kurs Belastninger NS 3052 – bruk og konsekvenser. Lillehammer. ISBN 978-82-546-1005-3
- [156] Knudsen, S., Nerland, Ø. og Eggen, A. (2008). Jordtrykk. NGF-kurs Spunt og avstivede byggegrop, Quality Tønsberg hotell
- [157] Janbu, N. (1973) Bæreevneberegning. Foredrag ved NIF-kurs: Dimensjonering av konstruksjoner i og mot jord.
- [158] Døssland, T. (1980). Forankring av støttekonstruksjonar med horisontale friksjonselement. Dr.ing.-avhandling, Institutt for geoteknikk og fundamenteringslære, Norges tekniske høgskole, Universitetet i Trondheim: Trondheim. p. viii, 256 s.
- [159] Grande, L. Emdal A. og Nordal, S. (2016). Theoretical Soil Mechanics. Kurskompendiet. Geoteknikk NTNU. Trondheim.
- [160] Boussinesq, V.J. (1985), Application des potentiels à l'étude de l'équilibre, et du mouvement des solides élastiques avec des notes étendues sur divers points de physique mathématique et d'analyse. Paris.
- [161] Palmer LA, Barber ES (1940). Soil displacement under a circular loaded area. Proceedings of the Highway Research Board; 20:279-286.
- [162] Hirai, H. (2008). Settlements and stresses of multi-layered grounds and improved grounds by equivalent elastic method. International journal for numerical and analytical methods in geomechanics. 32:523-557
- [163] Šuklje, L. (1957). The analysis of the consolidation process by the Isotaches method. Proc. 4th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng, London, 1: 200-206.
- [164] Bjerrum, L. (1967). Engineering geology of Norwegian normally-consolidated marine clays as related to settlements of buildings. Géotechnique, 17(2): 81-118.
- [165] Leroueil, S. (2006). Šuklje Memorial Lecture: The isotache approach. Where are we 50 years after its development by Professor Šuklje? Ljubljana, Slovenia, 2: 55-88
- [166] Leroueil, S., Kabbaj, M., Tavenas, F. & Bouchard, R. (1985). Stress-strain-strain rate relation for the compressibility of sensitive natural clays. Géotechnique, 35(2): 159-180.
- [167] Kornbrekke, H.A. (2012). Stability evaluation of Rissa clay slopes based on block samples. Masteroppgave, Institutt for Bygg, anlegg og transport, NTNU, Trondheim.
- [168] Lacasse, S., Berre, T. & Lefebvre, G. (1985). Block sampling of sensitive clays. Proc. 11th Int. Conf. Soil Mech. Found. Engng., San Francisco, 887-892.
- [169] Long, M., El Hady, N., and Hagberg, K. (2009). Quality of conventional fixed piston samples of soft clay. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 135(2): 185-198.

- [170] Amundsen, H.A. (2018) Storage duration effects on Norwegian low-plasticity sensitive clay samples. Doktoravhandling ved NTNU. Trondheim. ISSN 1503-8181.
- [171] Degago, S.A., Grimstad, G. (2014). Significance of sample quality in settlement analysis of field cases. Proc. of the 8th NUMGE, Delft, The Netherlands, pp. 153–158
- [172] Degago, S.A., Nordal, S., Grimstad, G., Jostad, H.P. (2011). Analyses of Väsby test fill according to creep hypothesis A and B. In: Proc. of the 13th IACMAG, Melbourne, vol. 1, pp. 307–312.
- [173] Canadian Geotechnical Society (CGS) (1992) Canadian Foundation Engineering Manual, 3rd edn. Richmond, BC, Canada
- [174] Fellenius, B.H. (2006). Basics of foundation design. Electronic Edition. www.Fellenius.net, 275 p
- [175] Hunter, G. & Fell, R. (2003). Rockfill modulus and settlement of concrete face rockfill dams. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp.909–917.
- [176] Jendeby, L. (2016). Egensättningar hos bankar. 10 mars 2016 Trafikverket
- [177] Athanasiu, C., Simonsen, A.S. Soereide, O.K., Tistel, J. (2005). "Elastic and Creep Settlements of Rock Fills". Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Osaka, 1837–1843.
- [178] Kermani, M. (2016). Prediction of post-construction settlements of rockfill dams, based on construction field data. Ph.D. thesis, Université Laval.
- [179] Hunter, G. & Fell, R. (2002). The Deformation Behaviour of Rockfill. The University Of New South Wales, School Of Civil And Environmental Engineering, Uniciv Report No. R405.
- [180] Roadex (2021). Veger på myr, E-læring, Leksjon 2. <https://www.roadex.org/nb/elearning/leksjon/veger-pa-myr/torv/>
- [181] Statens vegvesen. (2015). Når vegen berører myra. God forvaltning av myr i vegplanlegging, bygging og drift. SVV rapport nr. 423. Vegdirektoratet.
- [182] Long, M., Grimstad, G. and Trafford, A., (2020). "Prediction of embankment settlement on Swedish peat using the Soft Soil Creep model". Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering, published by Thomas Telford Ltd., first published online November 2020
- [183] Long, M., Paniagua, P., Grimstad, G., Trafford, A., Degago, S. and L'Heureux, J.-S. (2021). "Engineering properties of Norwegian peat for calculation of settlements". Paper submitted for publication in Engineering Geology, October 2021.
- [184] Statens vegvesen. (1968). Setninger i torvjordarter. Nordisk Vegteknisk Forbund, Voksenåsen 25-26 mars 1968. Også tilgjengelig i SVV, Veglaboratoriet, intern rapport nr. 93.
- [185] Carlsten, P (1989). Vägbyggnad på torv, Handbok. Vägverket, Publ. 1989:53, Borlänge.
- [186] Holstad, Ø. (2016) Skjærfasthet- og deformasjonsparametre på gytjemateriale. FoU Organisk jord. Prosjekt oppgave utført ved NTNU.
- [187] Munro, R.(2004). Dealing with Bearing Capacity Problems on Low Volume Roads Constructed on Peat, ROADX II Project. https://www.roadex.org/wpcontent/uploads/2014/01/2_5-Roads-on-Peat_1.pdf
- [188] Dimiter, A. (2004). Embankment on soft soil. Geosynthetics- New Horizons. (113-128) http://www.coripa.com.ar/view/uploads/articles/article_file-384.PDF
- [189] Statens vegvesen (1984). Veg på EPS Rv.610 Steien – Osen. Statens Vegvesen, Vegdirektoratet, Veglaboratoriet, Intern rapport nr. 1160
- [190] Hermansen (2012). Anvendelser av EPS i vegbygging - med fokus på brofundamentering og myrbro. Masteroppgave ved Universitetet for Miljø- og Biovitenskap

- [191] Samferdselsdepartementet (2017): Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.)
- [192] Standard Norge. (2010). Eurokode 1: Laster på konstruksjoner - Del 2: Trafikklast på bruer. (NS-EN 1991-2:2003+NA:2010.) Oslo: Standard Norge
- [193] Hauser, C. og Karlsrud, K. (2014). Bestemmelse av ekvivalente jordfjærer for bruk i statiske beregninger og behov for felles forståelse mellom RIG og RIB. Foredrag nr. 37. Geoteknikkdagen 2014.
- [194] Statens vegvesen. (2024) Rapport nr. 1009. Prosjektering for jordskjelvpåkjenning. Anbefalt bruk av Eurokode 8 for veger og samvirke jord-konstr. i Statens vegvesen. Vegdirektoratet
- [195] Statens vegvesen. Oppdragsrapport nr. 40024-GEOT-R8. Fv 659 Nordøyvegen. Samvirkeanalyser av tunnelportal 2018-06-22.
- [196] Frydman, S. & Keissar, I. (1987). Earth pressure on retaining walls near rock faces. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 113, No. 6
- [197] Svensk Byggtjänst. (1987). Packning av jord- och bergmaterial. (Lars Forssblad)
- [198] Staten vegvesen: Brudetaljer. (2020). Tegning K81, K82, K85, K86. <https://www.vegvesen.no/fag/teknologi/bruer/regelverk-og-veiledning/retningslinjer-og-veiledninger/brudetaljer/>
- [199] Statens vegvesen. (1997). Dimensjonering av tørrmurer og blokkmurer. SK-kurs i støttekonstruksjoner. Rica Hell Hotell 4.-5. juni. Intern rapport nr 2242. Vegdirektoratet.
- [200] Statens vegvesen. (1999). Tørrmuring med naturstein og gravemaskin. Rapport fra stipendreise. Beregning, Rapport nr. 101, Laboratorieserien. Vegdirektoratet.
- [201] Bowles, J.E. (1986). Foundation analysis and design.
- [202] Statens vegvesen. Vegnormal N101 Trafikksikkert sideterreng og vegsikringsutstyr. Vegdirektoratet. [Statens vegvesen. N101:2022](#)
- [203] Statens vegvesen. (2016). Veiledning V161 Brurekkverk. Vegdirektoratet.
- [204] Statens vegvesen. (2009). Veiledning V440 Bruregistrering. Vegdirektoratet.
- [205] BegrensSkade FoU prosjekt. Begrensning av skade som følge av grunnarbeider. Delrapporter og sluttrapport, 2015-2016. <https://www.ngi.no/Prosjekter/BegrensSkadehttps://www.ngi.no/Prosjekter/BegrensSkade-II-REMEDY-Risk-Reduction-of-Groundwork-Damage>
- [206] Entreprenørservice AS. Brosjyre ES-anker
- [207] Standard Norge. (2018). Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Jetinjisering. NS-EN 12716:2018. Oslo: Standard Norge
- [208] Statens vegvesen (2011). Erfaringsrapport slissevegger. E18 mellom Festningstunnelen og Ekebergstunnelen. Entreprise Sørenga. VD-rapport nr. 47.
- [209] Standard Norge (2010). Utførelse av spesielle geotekniske arbeider. Jordnagling. NS-EN 14490:2010. Oslo: Standard Norge
- [210] Standard Norge. (2010). Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 5: Peler og spunt. NS-EN 1993-5:2007+NA:2010. Oslo: Standard Norge
- [211] Standard Norge. (2019). Eurokode 1: Laster på konstruksjoner – Del 1-1: Allmenne laster – Tetthet, egenvekt og nyttelaster i bygninger. NS-EN 1991-1-1:2002+NA:2019. Oslo: Standard Norge
- [212] Standard Norge. (2018). Eurokode 2: Prosjektering av betongkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1992-1-1:2004+A1:2014+NA:2018. Oslo: Standard Norge

- [213] Standard Norge. (2015) Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1993-1-1:2005+A1:2014+NA:2015. Oslo: Standard Norge
- [214] Standard Norge. (2009). Eurokode 3: Prosjektering av stålkonstruksjoner - Del 1-11: Kabler og strekkstag. NS-EN 1993-1-11:2006+NA:2009. Oslo: Standard Norge
- [215] Standard Norge. (2009). Eurokode 4: Prosjektering av samvirkekonstruksjoner av stål og betong – Del 1-1: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1994-1-1:2004+NA:2009. Oslo: Standard Norge
- [216] Standard Norge. (2010). Eurokode 5: Prosjektering av trekonstruksjoner – Del 1-: Allmenne regler og regler for bygninger. NS-EN 1995-1-1:2004+A1:2008+NA:2010. Oslo: Standard Norge
- [217] Standard Norge. (2021). Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 1: Allmenne regler, seismiske laster og regler for bygninger. NS-EN 1998-1:2004+A1:2013+NA:2021. Oslo: Standard Norge
- [218] Norges Geotekniske Institutt. (1956). Veiledning ved løsning av fundamenteringsoppgaver. (NGI publikasjon nr. 16). Oslo: NGI
- [219] Norsk Geoteknisk Forening. (2012). Kalksement – veileder
- [220] Brendbekken, G. (1998). Prosjektering og utførelse, "Spuntkonstruksjoner i praksis", Kursdagene NTNU, Trondheim
- [221] Johansen, T. (2008). «Stag og puter». NGF-kurs Spunt og avstivede byggegroper. Tønsberg: Tekna.
- [222] Standard Norge. (2013). Utførelse av spesielle geotekniske arbeider – Stagforankringer. NS-EN 1537:2013. Oslo: Standard Norge
- [223] Statens vegvesen. (2018). Retningslinje R762 Prosesskode 2 - Standard beskrivelsestekster for bruer og kaier. Oslo: Vegdirektoratet
- [224] Valstad, T, «Utførelse av spesielle geotekniske arbeider - Stag». NGF-kurs Geotekniske prosjekterings- og utførelsesstandarder. Tønsberg: Tekniske Foreningers Servicekontor
- [225] Standard Norge. 2018. Geotekniske felt- og laboratorieundersøkelser – Prøving av geotekniske konstruksjoner – Del 5: Prøving av injiserte forankringer. NS-EN ISO 22477-5:2018. Oslo: Standard Norge
- [226] Statens vegvesen. (2004). Forankring med bergbolter ved fundamentering av støttemurer og landkar på berg. Internrapport nr. 2374. Veglaboratoriet
- [227] Karlsrud, K. (1978). Forankring og sikring av spunt til fjell, "Spuntkonstruksjoner i praksis", Norske Sivilingeniørers Forening (Tekna) kurs, Fagernes.
- [228] Lied, E. K.W. (2017). Eurokode 3-5 Prosjektering av stålkonstruksjoner. Del 5: Peler (spunt). NGF-kurs Geotekniske prosjekterings- og utførelsesstandarder. Tønsberg: Tekniske Foreningers Servicekontor
- [229] Forskrift for trafikklast på bruer, ferjekaier og andre bærende konstruksjoner i det offentlige vegnettet (trafikklastforskrift for bruer m.m.). (2017). (FOR-2017-11-17-1900). Hentet fra <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-11-17-1900>
- [230] Standard Norge (1999). Utførelse av spesielle geotekniske arbeider. Permanente og midlertidige spuntarbeider. NS-EN 12063:1999. Oslo: Standard Norge
- [231] Forskrift om omsetning og dokumentasjon av produkter til byggverk (DOK). (2014). Byggevareforskriften (DOK). FOR-2013-12-17-1579. Kommunal- og distriktsdepartementet
- [232] Lov om arbeidsmiljø, arbeidstid og stillingsvern mv. (arbeidsmiljøloven). (2006). LOV-2005-06-17-62. Arbeids- og inkluderingsdepartementet

- [233] Miljødirektoratet. (2021). Veileder om behandling av støy i arealplanlegging. M-2061.
- [234] Norsk Geoteknisk Forening. (2017). NGF sjekklister etter Eurokode 1997-1 2004+A1:2013+NA:2008.
- [235] Direktoratet for strålevern og atomsikkerhet. Alunskiferkart. ([Alunskiferkart - DSA](#))
- [236] Johansen, T. (2002). Peletyper - hvor, hvilke og når. NGF kurs - Fundamentering av bruer og andre byggverk på pelegupper. 10-12. april 2002. Sandefjord.
- [237] Statens vegvesen. (2011). Standardiserte hule pelspisser for stålrørspel – Status FOU-prosjekt juni 2011. VD- rapport nr. 34. Vegdirektoratet
- [238] Standard Norge. (2007). Prefabrikkerte betongprodukter – Fundamentpæler. NS-EN 12794:2005+A1:2007.
- [239] Norsk Betongforening. (2022). NB Publikasjon nr. 5 Prosjektering og utførelse av betongkonstruksjoner i vann.
- [240] Statens vegvesen. (2001). Stålkjernepeler. Erfaringsrapport fra Helland bruer, Laboratorieserien rapport nr. 112. Vegdirektoratet.
- [241] Pettersson L. and Sundquist H. (2014). Design of steel composite bridges, TRITABKN, Report 112 (5th Edition). Structural Design and Bridges. KTH, Civil and Architectural Engineering.
- [242] ATV-DVWK-A 127. (2000). Statische Berechnung von Abwasserkanälen und -leitungen.
- [243] Spangler M.G., (1958). A Practical application of the Imperfect Ditch Method of construction. Proc. Highway Research Board.
- [244] Canadian Standards Association. (2006). Canadian Highway Bridge Design Code, Section 7- Buried structures.
- [245] Vaslestad J., Johansen T.H. and .Holm W., Load reduction on rigid culverts beneath high fills- long term behaviour. Transportation Research Record, Journal of the Transportation Research Board, 1993. No. 1415: p. 58-68.
- [246] Vaslestad J. (1990). Soil Structure Interaction of Buried Culverts. The Norwegian Institute of Technology. Trondheim.
- [247] Janbu N. (1976). Static Bearing Capacity of Friction Piles. 6th European Conf. SMFE. Wien.
- [248] Janbu N. (1957). Earth pressure and bearing capacity calculation by generalised procedure of slices. 4th Int. Conf. SMFE. London.
- [249] Vaslestad J., Østlid H., Johansen T.H., Holm W. (1997). Fleksible stålrør som skredoverbygg og vegtunneler, 14 års erfaring. Intern rapport nr. 1938. Veglaboratoriet
- [250] Statens vegvesen. 2002. Metode til rehabilitering av korrugerte stålrør, Laboratorieserien nr. 115. 2002, Vegdirektoratet, Vegteknisk avd: Oslo.
- [251] Voellmy A. (1937). Eingebettete Rohre. ETH Zurich.
- [252] Wadi A. (2015). Flexible culverts in sloping terrain. KTH Licentiate Thesis. Stockholm
- [253] Standard Norge. (2018). Utførelse av stålkonstruksjoner og aluminiumskonstruksjoner – Del 2: Tekniske krav til stålkonstruksjoner. NS-EN 1090-2:2018
- [254] Standard Norge. (2004). Komprimering; Krav og utførelse. NS 3458:2004
- [255] Statens vegvesen. 2016. Lærebok Vegteknologi. Rapport nr. 626. Vegdirektoratet, Trondheim.
- [256] R. Sætersdal (red.): Sikring mot teleskader. Frost i jord publikasjon nr. 17. Norges Teknisk-Naturvitenskapelige Forskningsråd og Statens vegvesen, Oslo, 1976.

- [257] Standard Norge: Bygningers termiske egenskaper - Termisk dimensjonering av fundamenter for å unngå telehiv. NS-EN ISO 13793:2001. Oslo 2001.
- [258] Pavement Interactive. URL: [Stefan Formula - Pavement Interactive](#)
- [259] Skjeseth, S. (1996). Norge blir til. Norges geologiske historie. Chr. Schibsteds Forlag A/S. Oslo. ISBN: 82-516-1584-4
- [260] Statens vegvesen. (2010). Rapport nr. 2611 Veileder – brønner med saltforurensning. Vegdirektoratet
- [261] Darcy, H. 1856. Les fontaines publiques de la ville de dijon: Exposition et application des principes à suivre et des formules à employer dans les questions de distribution D'eau. Paris.
- [262] Rørvik, T. (1983). Geoteknikk 3: Fundamentering. Vannstrømming i jord. Oslo: Universitetsforlaget. ISBN: 82-00-35095-9
- [263] Statens vegvesen. (2011). Punktering av artesiske lag og utvasking av siltige masser på Breivikeidet. SVV rapport nr. 2010000802-086. Vegdirektoratet.
- [264] Gundersen, E. (2011). Geoteknikkdagen. Punktering av artesiske lag og utvasking av siltige masser under bygging av ny Breivikeidet bru
- [265] Selmer Olsen, R., Ingeniørgeologi del I: Generell geologi. 1976, Trondheim: Tapir. Selmer Olsen. Grunnkurs geologi.
- [266] Statens vegvesen (2021). Rapport nr. 704 Tetting av lekkende borhull med injeksjonsmasse
- [267] Norsk Geoteknisk Forening. (2018). Veiledning for utførelse av totalsondering. (NGF melding nr. 9 rev. 1). Hentet fra: <http://ngf.no/>
- [268] National Cooperative Highway Research Program. 1995. NCHRP report nr. 378. Recommended Guidelines for Sealing Geotechnical Exploratory Holes. Transportation Research Board.
- [269] Forskrift om rammer for vannforvaltning. (2006). Vannforskriften. (FOR-2006-12-15-1446). Hentet fra: <https://lovdata.no/dokument/LTI/forskrift/2006-12-15-1446>
- [270] Statens vegvesen. (2003). Undersøkelser og krav til innlekkasje for å ivareta ytre miljø. Publikasjon nr. 103. Teknologivdelingen. Vegdirektoratet
- [271] Forskrift om vannforsyning og drikkevann. (2017). Drikkevannsforskriften. (FOR2016-12-22-1868). Hentet fra: <https://lovdata.no/dokument/LTI/forskrift/2016-12-22-1868>
- [272] Andersson, A.-C., Andersson, O. & Gustafson, G., 1984. BRUNNAR Undersökning -Dimensionering - Borring - Drift, Stockholm: Statens råd för byggnadsforskning.
- [273] Hazen. (1893). Some Physical Properties of Sand and Gravels, with Special Reference to Their Use in Filtration. I: Annual report of the State Board of Health of Massachusetts, 24. Utgave, s. 539-556
- [274] Carrier, W. D. 2003. Goodbye, Hazen; Hello Kozeny-Carman. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental engineering. 129 (11), pp. 1054-1056.
- [275] Theis, C.V., 1935. The relation between the lowering of the piezometric surface and the rate and duration of discharge of a well using groundwater storage, Am. Geophys. Union Trans., vol. 16, pp. 519-524
- [276] Norsk Nasjonalt Seismisk Nettverk (NNSN), www.skjelv.no
- [277] Ottemöller, L., Strømme, L.M. og Storheim, B.M. (2018). Seismic monitoring and data processing at the Norwegian National Seismic Network, in Summary of the Bulletin of the International Seismological Center, Vol 52 No I (2018): January - June 2015

- [278] Standard Norge. (2014) Eurokode 8: Prosjektering av konstruksjoner for seismisk påvirkning – Del 2: Bruer: NS-EN 1998-2:2005+A1:2009+A2:2011+NA:2014
- [279] Standard Norge. (1991). Eurokode 1: Laster på konstruksjoner Del 1-6: Allmenne laster. Laster under utførelse. NS-EN 1991-1-6:2005+NA:2008
- [280] Carlsson, B., (1987) Armerad jord. Berekningsprinsipper. Utgitt av Terranova, Distribusjon Statens Geotekniske Institut: Linköping.
- [281] Nordisk Geosyntetgruppe (2006) Nordisk Håndbok, Armert Jord og Fyllinger.
- [282] Standard Norge (2006) Utførelse av spesielle geotekniske arbeider – Armert jord. NS-EN 14475:2006
- [283] Standard Norge (2016) Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Krav til egenskaper ved grunnarbeider, fundamenter og støttekonstruksjoner. NS-EN 13251:2016
- [284] Standard Norge (1999) Geotekstiler og geotekstilrelaterte produkter - Bestemmelse av kryp og krypbrudd ved strekkbelastning. NS-EN ISO 13431:1999
- [285] NorGeoSpec 2012 (2016) A Nordic system for certification and specification of geosynthetics and geosynthetic-related products. (<https://www.norgeospec.org/acms/product-certificates/>)
- [286] Standard Norge (2015) Geotekstiler - Strekkprøving på brede prøvelegemer. NS-EN ISO 10319:2015
- [287] Standard Norge (2008) Geotekstiler - Strekkprøving av skjøter/sømmer på brede prøvelegemer. NS-EN ISO 10321:2008
- [288] Vägverket (1992) Jordarmering dimensionerande draghållfasthet för syntetmaterial, Rapport nr. 1992:10, Borlänge
- [289] Jewell, R. A. (1991) Application of Revised Design Charts for Steep Reinforced Slopes. Geotextiles and Geomembranes 10 (3) s. 203-233. DOI: 10.1016/0266-1144(91)90056-3
- [290] British Standard (2012). Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. BS 8006-1:2010.
- [291] Güler, E., Dosay, S. (2008). Analysis of the Behaviour of Geotextile Reinforced Slopes with Different Kinds of Foundations, Backfills and Inclinations Using Finite Elements Method" Proceedings of the 4th European Regional Conference on Geosynthetics, Edinburgh, 2008, EuroGeo4 Paper no. 89, 6 sf.
- [292] German Geotechnical Society (2011). Recommendations for Design and Analysis of Earth Structures using Geosynthetic Reinforcements - EB GEO. Ernst & Sohn GmbH & Co. KG.
- [293] Frost, M. W., Dixon, N., Scotland, I., & Horgan, G. (2012). Serviceability limit state design in geogrid reinforced walls and slopes. Presented at EuroGeo5: the 5th European Geosynthetics Congress, 16th-19th September 2012, Valencia, Spain
- [294] Statens Vegvesen (2004). Rv. 4 Finsveen bru. Geotekniske vurderinger. Rapport nr. Ed5019. Oslo: Region øst
- [295] Federal Highway Administration (2009a). Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes-Volume I. (Publication no. FHWA-NHI10-024 FHWA GEC 011-Vol I)
- [296] Federal Highway Administration (2009b). Design and Construction of Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes-Volume II. (Publication no. FHWA-NHI10-025 FHWA GEC 011-Vol II)
- [297] Statens vegvesen (2002) Jordnagling, Publikasjon nr. 99. Vegteknisk avdeling, Oslo: Vegdirektoratet

- [298] Jones, C.J.F.P. (1985) Earth reinforcement and soil structures, Butterworth Advanced Series in Geotechnical Engineering. London. ISBN 978-0-408-03549-1
- [299] Bruce, D. A. & Jewell, R. A. (1986). Soil nailing: Application and practice - Part 1. Ground Engineering, November, (s. 10-15)
- [300] Bruce, D.A. & Jewell, R. A. (1987). Soil Nailing: Application a Practice - Part 2. Ground Engineering, January, (s. 21-33)
- [301] Gässler G., Gudehus G. (1983) Soil nailing – Statistical design. Proceedings of 8th European conference on soil mechanics and foundation engineering, Stockholm. (Vol. 2 s. 491-494)
- [302] Federal Highway Administration (1993). Recommendations CLOUTERRE 1991. Soil Nailing Recommendations – 1991 For Designing, Calculating, Constructing and Inspecting Earth Support Systems Using Soil Nailing. (English Translation, July 1993). (Report No. FHWA-SA-93-026)
- [303] Norsk Geoteknisk Forening (2017) Prosjektering og utførelse av jordnagling, NGF- kurs Permanente støttekonstruksjoner, Oslo.
- [304] Singh, V.P. & Sivakumar Babu G.L. (2010) 2D Numerical Simulations of Soil Nail Walls. Geotechnical and Geological Engineering. 28: 299-309
- [305] Standard Norge. (2017). Vibrasjoner og støt - Måling i bygninger av vibrasjoner fra landbasert samferdsel, vibrasjonsklasser og veiledning for bedømmelse av virkning på mennesker. NS 8176:2017.
- [306] Standard Norge. (2022). Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk - Del 1: Virkning av vibrasjoner og lufttrykkstøt på byggverk, inkludert tunneler og bergrom. NS 8141-1:2022.
- [307] Standard Norge. (2014). Vibrasjoner og støt - Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk - Del 3: Virkning av vibrasjoner fra sprengning på utløsning av skred i kvikkleire. NS 8141-3:2014.
- [308] Standard Norge. (2021). Vibrasjoner og støt – Veiledende grenseverdier for bygge- og anleggsvirksomhet, bergverk og trafikk – Del 4: Retningslinjer for besiktigelse av byggverk og eiendom før bygge- eller anleggsstart. NS 8141-4:2021.
- [309] Standard Norge. (2023). Veiledning til NS 8141. Vibrasjoner fra sprengning og annen anleggsvirksomhet. Publikasjon P-828:2023
- [310] Lov om rettshøve mellom grannar (grannelova). (2016). (LOV-1961-06-16-15) Hentet fra <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1961-06-16-15>
- [311] Lov om vern mot forurensninger og om avfall (forurensningsloven). (2019). (LOV1981-03-13-6) Hentet fra <https://lovdata.no/dokument/NL/lov/1981-03-13-6>
- [312] Lov om planlegging og byggesaksbehandling (plan- og bygningsloven). (2020). (LOV2008-06-27-71). Hentet fra <https://lovdata.no/dokument/LTI/lov/2008-06-27-71>
- [313] Direktoratet for Byggkvalitet. (2017). Veiledning til Byggteknisk forskrift (TEK 17). Hentet fra <https://dibk.no/byggereglene/byggteknisk-forskrift-tek17/>
- [314] Standard Norge. (2017). Menneskets respons på vibrasjoner — Måleutstyr — Del 1: Vibrasjonsmålere for generelt formål. NS-EN ISO 8041-1:2017. Oslo: Standard Norge
- [315] Standard Norge. (2021). Menneskets respons på vibrasjoner — Måleutstyr — Del 2: Personlige vibrasjonsdosimetere. NS-EN ISO 8041-2:2021. Oslo: Standard Norge
- [316] Forskrift om sivil håndtering av eksplosjonsfarlige stoffer (eksplosivforskriften). (2017). (FOR-2017-06-15-844). Hentet fra <https://lovdata.no/dokument/SF/forskrift/2017-06-15-844>
- [317] Wiss, J. F., "Damage Effects of Pile Driving Vibration," Highway Research Board Record 155, 1967, pp. 14-20.

- [318] Statens vegvesen. (1970). Vibrasjon i jord, virkning av vegtrafikk og peleramming. Intern rapport nr. 170. Veglaboratoriet, Oslo: Vegdirektoratet
- [319] Statens vegvesen. (1973). Motorveg E18 Drammen - Peleforsøk med vibrolodd. Oppdragsrapport nr. F111B-12. Oslo: Veglaboratoriet
- [320] Aabøe, R. & Braaten, A. (2000). Miljøundersøkelser tilknyttet E187 Oddernesveien løsmassetunnel i Kristiansand. Innlegg 29. Geoteknikkdagen.
- [321] NIFS-prosjektet. (2014). Skredet ved Nord Statland – Utredning av teknisk årsakssammenheng. (NIFS-rapport nr. 93/2014). Oslo: NVE.
- [322] Lande G., Relation between traffic-generated vibrations, their frequency, particle motion displacement, velocity and speed of truck, Forskningsrapport 47. 1974), Uppsala Universitet, Kvartärgeologiska avdelningen: Uppsala.

